



Catarina Alexandra Filipe Cota

Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

Influência da forma da superfície de cedência do terreno no comportamento de um túnel e suas consequências na avaliação de danos nas estruturas à superfície

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Geotecnia

Orientadora: Investigadora Doutora Ana Maria Carvalho Pinheiro Vieira

Co-orientadora: Professora Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana

Júri:

Presidente: Professor Doutor Valter José da Guia Lúcio

Arguente: Investigador Doutor João Ribas Maranhã

Vogais: Investigadora Doutora Ana Maria Carvalho Pinheiro Vieira

Professora Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana



**FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**

Janeiro de 2013



Catarina Alexandra Filipe Cota

Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

Influência da forma da superfície de cedência do terreno no comportamento de um túnel e suas consequências na avaliação de danos nas estruturas à superfície

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para
obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil no Ramo de Geotecnia
pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
no âmbito do protocolo de cooperação entre a FCT/UNL e o LNEC



**FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**

Janeiro de 2013

Catarina Alexandra Filipe Cota

E-mail: catarina.afc@gmail.com

Linkedin: <http://pt.linkedin.com/in/catarinacota>

Janeiro 2013

Ao meu Pai

“Copyright” Catarina Alexandra Filipe Cota, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, nas pessoas do seu Presidente, Professor Doutor Carlos Pina, e da Directora do Departamento de Geotecnia, Professora Doutora Laura Caldeira, por todos os meios disponibilizados para a realização desta dissertação.

Um especial e sincero agradecimento à minha orientadora, Investigadora Ana Vieira, pela importante contribuição no desenvolvimento desta dissertação. Não só pelo seu extenso conhecimento científico neste tema, mas também pela sua total disponibilidade, interesse, amizade e motivação transmitidas.

Agradeço à Professora Teresa Santana pela co-orientação desta dissertação, pelo apoio e interesse demonstrado.

Aos amigos e colegas agradeço a amizade, o apoio e os bons momentos passados na FCT. Em particular ao Tiago Patrício, pela amizade que partilhamos desde o início desta jornada.

À Lara Neves e à Rita Leal agradeço a boa disposição e alegria com que sempre me habituaram.

À minha família agradeço o apoio ao longo destes anos, em especial à minha avó Elvira.

Agradeço ao Pedro Carmo Oliveira pela preciosa ajuda com os programas informáticos e principalmente pelo carinho, amizade e paciência nos momentos mais difíceis. Aos pais do Pedro agradeço toda a ajuda e amizade.

Por último, o agradecimento mais sentido é dirigido ao meu pai. Nada disto seria possível sem o seu apoio e carinho incondicional. Um obrigada por sempre acreditar em mim, pela paciência e por tudo o que o privei.

Resumo

O presente trabalho dedica-se à análise da influência da forma da superfície de cedência no comportamento de túneis em formações argilosas sobreconsolidadas. Pretende-se analisar, para este tipo de terreno, as consequências da execução destas obras nas estruturas situadas à superfície, através da estimativa dos danos causados, e com recurso a análises numéricas em estado plano de deformação.

Recorrendo à bibliografia descreve-se a geometria típica de subsidência originada pela escavação de túneis. São apresentadas expressões empíricas para a situação de campo livre (sem a presença de estruturas à superfície), que permitem aceder ao perfil de assentamentos e deslocamentos horizontais. Os movimentos devidos à escavação de túneis variam, com maior ou menor intensidade, consoante o tipo de terreno, o método construtivo utilizado e o momento da colocação do suporte na frente de escavação. São referidos métodos de análise 2D e 3D, que consideram aquelas variáveis e têm o objectivo de obter uma resposta próxima do comportamento real do túnel.

Na avaliação do dano no edificado é comum recorrer a uma análise faseada. Esta análise divide-se em três fases e considera, inicialmente, métodos rápidos e simplificados, sendo posteriormente refinada caso os resultados obtidos não cumpram certos critérios estabelecidos, como o assentamento máximo e a rotação máxima que caracterizam os movimentos das fundações. Dependendo da categoria de dano obtida poderá ser necessário continuar a análise considerando a presença do edifício, modelado através de uma viga simples, e a interacção solo-estrutura com a introdução da rigidez relativa.

Nas análises numéricas recorre-se ao método convergência-confinamento, que permite simular o faseamento construtivo e ter em consideração o carácter tridimensional dos movimentos do terreno. Nas modelações efectuadas recorre-se a um modelo elásto-plástico incremental, baseado no modelo de estados críticos. Uma vez que a resistência do solo é sobreestimada para solos argilosos sobreconsolidados na zona super-crítica da superfície de cedência, é proposta uma correcção da forma dessa elipse com extensão para estados de tensão tridimensionais.

Palavras chave: túneis, assentamento superficial, dano estrutural, modelo de estados críticos, zona super-crítica.

Abstract

This thesis analyses the yield surface shape influence of tunnels' behaviour in overconsolidated clays. For this soil type, it is intended to assess tunnel-induced effects on surface structures by predicting its potential damage and using numerical analysis in plane strain condition.

The subsidence geometry due to tunnelling and empirical expressions for greenfield conditions (without the presence of other structures) that allow access to surface settlement trough and horizontal displacements are described. Furthermore, sources of movements resulting from tunnel construction vary in accordance with the terrain type, construction methodology and tunnelling support placement moment. Also, 2D and 3D analysis methods, which have the objective of obtaining results close to the actual tunnel behaviour, are introduced.

It is widely common to use a three-stage design approach to predict and access potential building damage. In the first stage it considers rapid and simplified calculations and, if the greenfield settlement associated with a building exceeds the maximum slope and settlement, the following stage assessment has to be carried out where the building is represented as an elastic beam and, the interaction between soil and structure should be taken into account considering the building's relative stiffness.

The use of the convergence - confinement method to perform numerical analysis permits three-dimensional effects regarding tunnel construction simulation. In order to model the problem, an incremental elasto-plastic constitutive model, based on the concepts of critical state is used. Since soil strength is overestimated for overconsolidated clays on the super-critical side, a correction of the modified Cam-clay ellipse with a three-dimensional stress state extension is proposed.

Keywords: tunnels, surface settlement, building damage, critical state model, super-critical side.

Índice de Matérias

Agradecimentos	vii
Resumo	ix
Abstract	xi
Índice de Matérias	xiii
Índice de Figuras	xv
Índice de Tabelas	xix
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xxi
1 Introdução	1
1.1 Considerações iniciais	1
1.2 Objectivos e estruturação da dissertação	2
2 Comportamento de túneis em meio urbano	5
2.1 Principais componentes do movimento do terreno	5
2.2 Deslocamentos induzidos pela escavação de túneis	6
2.2.1 Comportamento transversal dos movimentos superficiais	6
2.2.2 Comportamento longitudinal dos movimentos superficiais	9
2.2.3 Volume de solo perdido, V_L	9
2.2.4 Estimativa do parâmetro i	12
2.2.5 Movimentos sub-superficiais	14
2.3 Modelação numérica da escavação de túneis	16
2.3.1 Análise bidimensional	17
2.3.2 Considerações sobre as análises numéricas 2D	19
2.3.3 Análise tridimensional	21
3 Avaliação de danos em edifícios	23
3.1 Introdução	23
3.2 Definição da deformação na estrutura	23
3.3 Classificação dos danos	24
3.4 Cálculo da extensão nos edifícios	25

3.4.1	Conceito de extensão de tracção crítica	25
3.4.2	Extensão máxima por flexão e por corte	27
3.4.3	A influência da extensão horizontal	30
3.4.4	Avaliação de danos através dos trabalhos de Boscardin e Cording (1989) e de Burland (1995)	31
3.5	Avaliação do risco de dano no edificado	34
3.6	Influência da interacção solo-estrutura	36
4	Formulação do modelo de estados críticos para estados de tensão generalizados	41
4.1	Introdução	41
4.2	Formulação do modelo de estados críticos com alteração na forma da superfície de cedência	41
4.2.1	Modelo de estados críticos tradicional	41
4.2.2	Formulação do modelo de estados críticos com correcção da forma superfície de cedência na zona super-crítica	46
4.2.3	Extensão para estados tridimensionais	47
4.3	Aplicação para estados de tensão com simetria axial	50
4.4	Aplicação para estados de tensão sem simetria axial	51
5	Análises numéricas para avaliação das deformações resultantes da execução de um túnel numa argila de Lisboa. Estimativa dos danos	55
5.1	Introdução	55
5.2	Condições iniciais	55
5.3	Análises numéricas em estado plano de deformação	58
5.3.1	Modelo <i>Cam-clay</i> tradicional	58
5.3.2	Correcção da forma da superfície de cedência na zona super-crítica	62
5.3.2.1	Influência do parâmetro de achatamento, μ	62
5.3.3	Correcção da forma da superfície de cedência para um estado de tensão generalizado	67
5.3.3.1	Influência do parâmetro k	67
5.3.3.2	Influência dos parâmetros μ e k	71
5.4	Avaliação de danos	82
5.4.1	Análise faseada	82
5.4.2	Análise faseada com a introdução da rigidez relativa	89
6	Conclusões	93
	Bibliografia	97

Índice de Figuras

2.1	Principais causas de movimentos no terreno (Miranda, 2011).	6
2.2	Geometria da superfície de subsidência (Uriel e Sagasetta, 1989).	7
2.3	Curvas de assentamento vertical, deslocamento e extensão horizontal na direcção transversal (Franzius, 2003).	8
2.4	Relação entre o número de estabilidade, N , e o volume de perdas de solo, V_L , para solos argilosos (Lake <i>et al.</i> , 1992).	10
2.5	Influência da profundidade relativa do túnel, C/D na relação entre N e V_L (Mair <i>et al.</i> , 1981).	10
2.6	Relação entre N_{TC} e C/D para diferentes valores do comprimento de escavação não revestido, P/D (Kiumara e Mair, 1979 referido por Macklin, 1999).	11
2.7	Relação entre o volume de solo perdido, V_L , e o factor de carga, LF , para diferentes valores de C/D (Macklin, 1999).	11
2.8	Relação entre o parâmetro i , a profundidade do túnel, z_0 , e o tipo de terreno (Peck, 1969).	12
2.9	Relação entre o parâmetro i , a profundidade do túnel, z_0 , e o tipo de terreno (Mair <i>et al.</i> , 1981).	12
2.10	Relação entre a abcissa do ponto de inflexão, i , da curva de <i>Gauss</i> e a profundidade do eixo do túnel, z_0 (Mair e Taylor, 1997).	13
2.11	Perfis de assentamentos superficiais e sub-superficiais (Mair <i>et al.</i> , 1993).	14
2.12	Variação do parâmetro K com a profundidade z_0 para assentamentos sub-superficiais em argilas (Mair <i>et al.</i> , 1993).	15
2.13	Assentamentos sub-superficiais acima do eixo do túnel (Mair <i>et al.</i> , 1993).	16
2.14	Método da convergência-confinamento (Almeida e Sousa, 1998).	18
2.15	Definição do parâmetro de <i>gap</i> (Lee <i>et al.</i> , 1992).	18
2.16	Curvas de assentamentos observadas em análises 2D com diferentes graus de anisotropia elástica (Lee e Rowe, 1989).	19
2.17	Curvas de assentamentos transversais (Addenbrooke <i>et al.</i> , 1997).	20
2.18	Comprimento de escavação não suportado, P (Möller, 2006).	21
2.19	Curvas de assentamentos para $P = 5m$ e $P = 10m$ (Tang <i>et al.</i> , 2000).	22
3.1	Simbologia adoptada para os movimentos ao nível da fundação (adaptado de Burland e Wroth, 1974).	24
3.2	Método da viga simples. Fendilhação por flexão e corte (Burland e Wroth, 1974). . . .	27
3.3	Deformação de um edifício: a) côncava; b) convexa.	28

3.4	Relação entre $\Delta/(L\varepsilon_{lim})$ e L/H para vigas que deformam por corte e flexão (Burland <i>et al.</i> , 1977).	29
3.5	Relação entre Δ/L e L/H com $E/G = 2.6$, $\varepsilon_h = 0.05\%$, $\varepsilon_{lim} = 0.075\%$ e: (a) Linha neutra no centro; (b) Linha neutra na base.	31
3.6	Categoria de danos: relação entre ε_h e β para $L/H = 1$, $E/G = 2.6$, carregamento centrado a meio vão e linha neutra na base (Boscardin e Cording, 1989).	32
3.7	Categoria de danos: relação entre Δ/L e ε_h para $L/H = 1$, $E/G = 2.6$, carregamento centrado a meio vão e linha neutra na base (Burland, 1995).	33
3.8	Relação entre Δ/L e ε_h com linha neutra no centro e para diferentes valores de L/H (1/3, 1 e 3) e $E/G = 2.6$	33
3.9	Esquematização das 3 fases do método de avaliação do risco de dano (adaptado de Franzius, 2003).	35
3.10	Influência da interacção solo-estrutura (Mair e Taylor, 1997).	36
3.11	Geometria do problema e definição do índice de deflexão (adaptado de Franzius, 2003).	37
3.12	Curvas de assentamentos (Potts e Addenbrooke, 1997).	38
3.13	Esquematização das 3 fases do método de avaliação do risco de dano com introdução da rigidez relativa (adaptado de Franzius, 2003).	38
3.14	Factores de correcção para: (a) índice de deflexão e (b) máxima extensão horizontal (Potts e Addenbrooke, 1997).	39
4.1	Linha de consolidação normal e linhas de expansão para um ensaio de compressão isotrópico.	43
4.2	Função de cedência do modelo <i>Cam-Clay</i> modificado (Vieira, 2006).	44
4.3	Deformação volumétrica plástica correspondente a um incremento de tensão de pré-consolidação.	45
4.4	Modelo de estados críticos com a superfície corrigida para uma elipse achatada na zona super-crítica (Maranha, 1997).	47
4.5	Trajectórias de tensão $p' - q$ obtidas em ensaios com recurso ao modelo elasto-plástico (Vieira, 2006).	47
4.6	Secção de William e Warnke no plano triaxial (Vieira, 2006).	48
4.7	Função de cedência do modelo de estados críticos com correcção da elipse na zona super-crítica e dependência do ângulo de Lode (Maranha, 1997).	49
4.8	Ensaio edométrico para diferentes valores do coeficiente de <i>Poisson</i> , ν	50
4.9	Influência do parâmetro de achatamento, μ	51
4.10	Influência de k	52
4.11	Influência do parâmetro k	53
4.12	Coordenadas polares: variação da tensão deviatórica, q	53
5.1	Malha de elementos finitos de um túnel com 15 metros de recobrimento.	56
5.2	Mapa do substrato geológico de Lisboa (Lopes, 2001).	56
5.3	Variação da tensão efectiva vertical em profundidade (kPa).	57
5.4	Curvas de subsidência: Influência de K_0 , para $\lambda = 0.5$, $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$	59
5.5	Curvas de subsidência: Influência de K_0 , para $\lambda = 0.6$, $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$	59
5.6	Extensão horizontal: Influência de K_0 , para $\lambda = 0.5$, $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$	60

5.7	Extensão horizontal: Influência de K_0 , para $\lambda = 0.6$, $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$	60
5.8	Zonas de plastificação para o modelo <i>Cam-clay</i> modificado para os 6 casos base, com $\lambda = 0.5, 0.6$ e $K_0 = 0.8, 1.0, 1.2$	61
5.9	Assentamentos máximos em profundidade sobre o eixo do túnel: Influência do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , para $\lambda = 0.5$, $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$	62
5.10	Assentamentos máximos em profundidade sobre o eixo do túnel: Influência do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , para $\lambda = 0.6$, $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$	62
5.11	Zonas de plastificação em redor da abertura do túnel para a análise numérica com: $\mu = 0.10$, $k = 1.0$, $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8$	63
5.12	Curvas de subsidência: Influência da variação de μ com $k = 1.0$, diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2) para: (a) $\lambda = 0.5$ e (b) $\lambda = 0.6$	64
5.13	Extensão horizontal: Influência da variação de μ com $k = 1.0$, diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2) para: (a) $\lambda = 0.5$ e (b) $\lambda = 0.6$	65
5.14	Assentamentos em profundidade: Influência da variação de μ com $k = 1.0$, diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2) para: (a) $\lambda = 0.5$ e (b) $\lambda = 0.6$	66
5.15	Zonas de plastificação em redor da abertura do túnel para $\mu = 1.0$, $k = 0.55$, $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8$	67
5.16	Curvas de subsidência: Influência da variação de k com $\mu = 1.0$, diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2) para: (a) $\lambda = 0.5$ e (b) $\lambda = 0.6$	68
5.17	Extensão horizontal: Influência da variação de k com $\mu = 1.0$, diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2) para: (a) $\lambda = 0.5$ e (b) $\lambda = 0.6$	69
5.18	Assentamentos em profundidade: Influência da variação de k com $\mu = 1.0$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2) para: (a) $\lambda = 0.5$ e (b) $\lambda = 0.6$	70
5.19	Curvas de subsidência: Influência da variação de k e μ para $\lambda = 0.5$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2): (a) $k=0.75$ e (b) $k=0.55$	73
5.20	Curvas de subsidência: Influência da variação de k e μ para $\lambda = 0.6$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2): (a) $k=0.75$ e (b) $k=0.55$	74
5.21	Extensão horizontal: Influência da variação de k e μ para $\lambda = 0.5$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2): (a) $k=0.75$ e (b) $k=0.55$	75
5.22	Extensão horizontal: Influência da variação de k e μ para $\lambda = 0.6$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2): (a) $k=0.75$ e (b) $k=0.55$	76
5.23	Assentamentos em profundidade: Influência da variação de k e μ para $\lambda = 0.5$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2): (a) $k=0.75$ e (b) $k=0.55$	77
5.24	Assentamentos em profundidade: Influência da variação de k e μ para $\lambda = 0.6$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2): (a) $k=0.75$ e (b) $k=0.55$	78
5.25	Comparação da solução numérica com $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8$ com a solução empírica dada pela curva de <i>Gauss</i> para $i = 10m$	79
5.26	Comparação do parâmetro que define a largura da bacia de subsidência, K , em função da profundidade relativa, z/z_0 , para a solução proposta por Mair <i>et al.</i> (1993) e para as análises numéricas com $\lambda = 0.6$, $K_0 = 0.8$, com e sem alteração do modelo.	80
5.27	Curvas de assentamentos verticais a diferentes profundidades com $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8$	81
5.28	Zonas de plastificação em redor da abertura do túnel para $k = 0.55$, $\lambda = 0.6$, $K_0 = 1.0$ e: (a) $\mu = 0.05$; (b) $\mu = 1.0$	81

5.29 Zonas de plastificação em redor da abertura do túnel para $\mu = 0.07$, $\lambda = 0.6$, $K_0 = 1.0$ e: (a) $k = 0.55$; (b) $k = 0.75$	82
5.30 Geometria do problema e definição do índice de deflexão, DR , para a zona côncava (<i>sagging</i>) e convexa (<i>hogging</i>).	83
5.31 Classificação de danos: Influência de μ para $L/H = 1/3$, $E/G = 2.6$ e diferentes valores de K_0 e λ	86
5.32 Classificação de danos: Influência de μ para $L/H = 1.0$, $E/G = 2.6$ e diferentes valores de K_0 e λ	87
5.33 Classificação de danos: Influência de μ para $L/H = 3.0$, $E/G = 2.6$ e diferentes valores de K_0 e λ	88
5.34 Geometria do problema.	90
5.35 Classificação de danos dos cálculos 1.1 a 1.6, com e sem a alteração da superfície de cedência, $L/H = 3$ e $E/G = 2.6$	92

Índice de Tabelas

3.1	Classificação dos danos (Burland <i>et al.</i> , 1977).	26
3.2	Relação entre a categoria do dano e a extensão limite, ε_{lim} (Boscardin e Cording, 1989).	27
3.3	Resumo dos resultados de Δ/L para uma carga pontual, centrada e linha neutra no centro da secção.	30
3.4	Resumo dos resultados de Δ/L para uma carga pontual, centrada e linha neutra na base da secção.	31
5.1	Parâmetros do modelo.	57
5.2	Matriz de situações de cálculo.	58
5.3	Resumo das análises numéricas: curvas de subsidência e extensão horizontal para valores de λ e K_0 , considerando o modelo <i>Cam-clay</i> sem alteração da superfície de cedência ($k = 1.0$; $\mu = 1.0$).	60
5.4	Comparação entre os assentamentos máximos à superfície e no coroamento, para diferentes valores de λ e K_0 e, considerando o modelo <i>Cam-clay</i> sem alteração da superfície de cedência ($k = 1.0$; $\mu = 1.0$).	62
5.5	Resumo das análises numéricas: curvas de subsidência e extensão horizontal à superfície para $\lambda = 0.5$ e $K_0 = 0.8, 1.0, 1.2$, considerando o modelo com alteração da superfície de cedência ($k = 0.55$ e 0.75 ; $\mu = 0.05$ e 1.0).	72
5.6	Resumo das análises numéricas: curvas de subsidência e extensão horizontal à superfície para $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8, 1.0, 1.2$, considerando o modelo com alteração da superfície de cedência ($k = 0.55$ e 0.75 ; $\mu = 0.05$ e 1.0).	72
5.7	Cálculo dos parâmetros de controlo de danos, DR_{sag}^{GF} e ε_{hc}^{GF} , para os casos base ($k = 1.0$ e $\mu = 1.0$).	84
5.8	Cálculo dos parâmetros de controlo de danos, DR_{sag}^{GF} e ε_{hc}^{GF} , com $K_0 = 0.8$ e $k = 0.55$.	84
5.9	Cálculo dos parâmetros de controlo de danos, DR_{sag}^{GF} e ε_{hc}^{GF} , com $K_0 = 1.0$ e $k = 0.55$.	84
5.10	Cálculo dos parâmetros de controlo de danos, DR_{sag}^{GF} e ε_{hc}^{GF} , com $K_0 = 1.2$ e $k = 0.55$.	85
5.11	Cálculo da rigidez axial, $(E_b A)_{est}$, e da rigidez à flexão, $(E_b I)_{est}$, para as diferentes tipologias.	91
5.12	Cálculo dos parâmetros de rigidez relativa, α^* e ρ^* .	91
5.13	Cálculo dos parâmetros de acesso ao dano em condições <i>greenfield</i> , DR_{sag}^{GF} e ε_{hc}^{GF} .	92

Lista de símbolos e abreviaturas

A	Área da secção da viga
C	Recobrimento do túnel
D	Diâmetro do túnel
DR	Índice de deflexão (<i>Deflection ratio</i>)
D_{ijkl}	Tensor dos módulos elásticos tangentes
e	Excentricidade do edifício em relação ao eixo do túnel
e_{ij}	Parte distorcional do tensor dos incrementos de deformação
E	Módulo de elasticidade ou módulo de <i>Young</i>
E_b	Módulo de elasticidade do betão
E_s	Módulo de deformabilidade do terreno, definido como o módulo secante para uma extensão de 0.01%
f	Função de cedência
g	Função de potencial plástico
G	Módulo de corte ou de distorção
Gap	Parâmetro de folga (<i>Gap parameter</i>)
G_p	Espaçamento físico causado pela geometria da tuneladora
H	Altura do edifício
i	Distância do ponto de inflexão da curva de subsidência ao eixo de simetria do túnel
I	Momento de inércia
k	Parâmetro de definição da forma da superfície de cedência no plano deviatórico
K	Parâmetro da largura da bacia de subsidência
	Módulo volumétrico
K_n	Parâmetro da largura da bacia de subsidência para a camada de solo n
K_0	Coefficiente de impulso em repouso
L	Parâmetro de alteração da forma da superfície de cedência na zona super-crítica
	Largura do edifício
LCN	Linha de consolidação normal
LEC	Linha de estados críticos
LF	Factor de carga

M	Inclinação da linha de estados críticos Momento flector
M_c	Inclinação da linha de estados críticos em condições de compressão triaxial
M^{DR}	Factor de correcção do índice de deflexão
M^{ε_h}	Factor de correcção da extensão horizontal
N	Número de estabilidade
N_{TC}	Número de estabilidade de colapso do túnel
OCR	Grau de sobreconsolidação (<i>Overconsolidation ratio</i>)
p'	Tensão média efectiva
p'_c	Tensão de consolidação
p'_{cr}	Tensão média no estado crítico
\bar{p}'	Valor de p' na elipse modificada na zona super-crítica
P	Comprimento de escavação não revestido/suportado Carga pontual
q	Tensão deviatórica
q_{cr}	Tensão deviatórica no estado crítico
\bar{q}	Nível de tensão deviatórica (q/M)
R	Raio do túnel
s_{ij}	Parte deviatórica do tensor das tensões
s_u	Resistência não drenada
S_{hx}	Deslocamento horizontal na direcção transversal do túnel
S_{hy}	Deslocamento horizontal na direcção longitudinal do túnel
S_v	Assentamento vertical
$S_{v,max}$	Assentamento vertical máximo sobre o eixo do túnel
$S_{v,max,C}$	Assentamento vertical máximo no coroamento sobre o eixo do túnel
u	Pressão intersticial
u_{3D}	Deformações devidas a movimentos tridimensionais adiante da frente de escavação
V	Volume de solo Esforço transversal
V_L	Volume de solo perdido para o interior da escavação
V_s	Volume das partículas sólidas
V_S	Volume da bacia de subsidência
x	Eixo na direcção transversal da frente do túnel
y	Eixo na direcção longitudinal da frente do túnel
z	Eixo de profundidade que intersecta o eixo longitudinal na frente do túnel
z_0	Profundidade do eixo do túnel à superfície
z_n	Espessura da camada do solo n
α	Deformação angular

α^*	Rigidez relativa axial
β	Distorção angular ou rotação relativa
δ_i	Deslocamento da frente de escavação
δ_{ij}	Delta de <i>Kronecker</i>
Δ	Deflexão relativa
$\varepsilon_{b,max}$	Extensão máxima de flexão
$\varepsilon_{d,max}$	Extensão máxima de corte
ε_h	Extensão horizontal
ε_{hc}	Extensão horizontal de compressão
ε_{ht}	Extensão horizontal de tracção
ε_{hx}	Extensão horizontal na direcção transversal
ε_{ij}	Tensor das deformações
ε_{ij}^e	Tensor das deformações elásticas
ε_{ij}^p	Tensor das deformações plásticas
ε_{lim}	Extensão limite
ε_q	Deformação deviatórica
ε_v	Deformação volumétrica
ε_v^e	Deformação volumétrica elástica
ε_v^p	Deformação volumétrica plástica
$\dot{\varepsilon}_a$	Taxa de deformação axial
κ	Índice de recompressão ou expansão nos modelos de estados críticos
ϕ	Ângulo de atrito
γ	Peso volúmico
	Multiplicador plástico
λ	Coeficiente de desconfinamento
	Índice de compressibilidade isotrópica virgem dos modelos de estados críticos
μ	Parâmetro de achatamento da forma da superfície de cedência na zona super-crítica
ν	Coeficiente de <i>Poisson</i>
θ	Ângulo de <i>Lode</i>
	Rotação
ρ^*	Rigidez relativa à flexão
σ_h	Tensão horizontal
σ_i	Pressão na frente do túnel durante a escavação
σ_{ij}	Tensor das tensões
σ_r	Tensão radial
σ_s	Sobrecarga à superfície
σ_t	Pressão aplicada no suporte
σ_v	Tensão vertical total à profundidade do eixo do túnel

σ_0	Tensão inicial na direcção radial
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais
v	Volume específico
v^e	Volume específico elástico
v^p	Volume específico plástico
v_0	Volume específico inicial
v_κ	Volume específico recuperável
v_λ	Volume específico na pressão de referência
ω	Sobreescavação do terreno na periferia do escudo da tuneladora

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações iniciais

Com o crescimento dos centros urbanos o espaço disponível para construção torna-se muito limitado. Este crescente desenvolvimento leva, inevitavelmente, à exploração do subsolo devido à necessidade de criar alternativas ao congestionamento superficial. A grande expansão da construção de túneis com diferentes objectivos, isto é, destinando-se ao abastecimento de água, a infra-estruturas de saneamento básico, a ligações ferroviárias e rodoviárias e a redes de metropolitano tem vindo a transformar as cidades, principalmente as mais povoadas, e veio contribuir para uma melhoria da qualidade de vida, minimizando o impacto ambiental associado.

Para além das vantagens referidas, a solução em túnel tem-se tornado cada vez mais atractiva devido à conjugação de diversos factores que têm permitido a redução do seu custo e um incremento da fiabilidade e segurança com que é construída, tais como o aperfeiçoamento dos sistemas de suporte, técnicas construtivas capazes de fazer face a situações geotécnicas particularmente adversas e melhoria dos projectos onde a instrumentação desempenha um papel fundamental como forma de racionalizar e otimizar a execução da obra.

No entanto a execução de túneis está associada a uma elevada complexidade devido, em larga medida, às condicionantes geotécnicas, como por exemplo a heterogeneidade do terreno. Aliado a este aspecto está ainda a agravante destas obras serem construídas, normalmente, por razões técnicas e económicas, a pequenas profundidades, onde os terrenos são geralmente pouco competentes. É comumente referido na bibliografia que uma caracterização geotécnica adequada é essencial na optimização do dimensionamento de um túnel e na minimização dos danos provocados nas imediações da obra.

Para fazer face às condicionantes geotécnicas, actualmente existe uma vasta gama de métodos contrutivos. É o caso da escavação com tuneladora, que cobre uma grande variedade de diâmetros e permite escavar com elevados padrões de qualidade, nomeadamente na redução das deformações do maciço envolvente e assentamentos à superfície. Também os métodos convencionais têm conhecido avanços significativos devido ao desenvolvimento das técnicas de reforço da frente e dos suportes primários e definitivos, particularmente os suportes em betão projectado.

A maior evolução no estudo do comportamento de túneis em terrenos brandos é, em grande parte, devida às análises numéricas. Os métodos e modelos empregues podem agora simular processos de construção complexos em duas ou três dimensões e incorporar leis constitutivas que tentam reproduzir a resposta observada dos solos. Também os métodos empíricos, baseados na observação e compilação de resultados ao longo do tempo, podem contribuir para o melhoramento das práticas do projecto.

A operação de escavação de um túnel traduz-se em movimentos que se manifestam à superfície, podendo afectar as estruturas aí situadas. Muito frequentemente as estruturas sofrem, em maior ou menor grau, um certo dano devido aos assentamentos das fundações, podendo resultar em pequenas degradações estéticas, como fissuras, que facilmente são reparadas.

Com vista a minorar ao máximo a alteração de serviço e utilização das estruturas, a escolha do método construtivo e do sistema de suporte é fundamental neste tipo de obras. No entanto este aspecto não garante a inexistência de movimentos, sendo, então, necessário estimar os deslocamentos e proceder à avaliação de danos na estrutura. Salienta-se que é essencial, após o fim da obra, a monitorização dos edifícios que se avizinham à escavação, com vista a evitar problemas futuros.

1.2 Objectivos e estruturação da dissertação

O modelo *Cam-clay* modificado sobreestima o valor da resistência das argilas sobreconsolidadas em trajectórias de tensão na zona super-crítica. A forma circular da superfície de cedência no plano deviatório é também um limite superior da resistência para estados de tensão diferentes do estado de compressão triaxial. Estes dois aspectos podem comprometer a avaliação do desempenho estrutural da obra ao longo do seu período de vida útil, com possíveis consequências nas estruturas em meio urbano. Assim, o presente trabalho tem como objectivo analisar a influência da forma da superfície de cedência na estimativa dos movimentos de um túnel e, por outro lado, de que forma estas alterações têm impacto na avaliação de danos nas estruturas vizinhas.

O primeiro capítulo fornece uma visão geral sobre o trabalho, onde se apresentam as considerações iniciais, os objectivos propostos e a descrição sumária de cada capítulo.

O capítulo 2 inicia-se com uma revisão bibliográfica às principais consequências da escavação de túneis em terrenos brandos, nomeadamente no que se refere às causas dos movimentos deste tipo de obra. A bacia de subsidência originada pelas escavações é descrita, e analisam-se os parâmetros que a permitem caracterizar. É também feita uma breve referência aos métodos bidimensionais, onde se destaca o método convergência-confinamento para analisar a resposta em estado plano de deformação, e aos métodos tridimensionais.

No capítulo 3 são descritos os parâmetros que caracterizam os movimentos ao nível da fundação das estruturas e que permitem aceder à classificação de danos. É introduzido o método da viga simples, que tem como parâmetros de controlo de dano o índice de deflexão, Δ/L , e a extensão horizontal, ε_h . Este método, que permite a simulação do edifício, é inserido na análise faseada da avaliação de danos no edificado. Posteriormente é abordada a interacção solo-estrutura e proposta uma alteração

na análise faseada com o objectivo de contabilizar a rigidez do edifício.

O capítulo 4 apresenta o modelo de estados críticos com alteração da forma da superfície de cedência com extensão para estados de tensão tridimensionais, e que será utilizado no âmbito deste trabalho através de uma implementação explícita no programa de cálculo por diferenças finitas, *FLAC*. Como primeira verificação do modelo numérico elasto-plástico, é simulado um estado de tensão axissimétrico através de um carregamento edométrico e triaxial, e ainda para um estado de tensão sem simetria axial.

No capítulo 5 procede-se à análise da escavação de um túnel superficial. São descritas as condições iniciais do problema e a sequência de cálculos imposta no programa *FLAC*, seguindo-se a compilação e análise de resultados das simulações numéricas. Analisa-se a influência dos parâmetros que definem a forma da superfície de cedência, do coeficiente de desconfinamento e do coeficiente de impulso em repouso nos movimentos induzidos à superfície. Finalmente é ainda realizada a avaliação de danos causados pela escavação do túnel.

No capítulo 6 são apresentadas uma série de considerações finais relativamente aos estudos conduzidos e perspectivas para desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2

Comportamento de túneis em meio urbano

2.1 Principais componentes do movimento do terreno

De uma forma geral, os movimentos do solo provocados pela escavação de túneis são largamente afectados pelo processo construtivo utilizado. Interessa, pois, distinguir os movimentos associados à escavação com tuneladora e escavação sequencial. Os métodos de escavação com tuneladora, ou seja, sobre a protecção de um escudo são geralmente usados em solos menos competentes em que a face requer suporte permanente até à colocação do suporte definitivo (Almeida e Sousa, 1998). O segundo método, denominado por *NATM* (*New Austrian Tunnelling Method*), refere-se às técnicas de escavação em que não é aplicada uma pressão estabilizadora junto da frente durante a escavação, sendo apenas depois colocado, com algum atraso em relação à escavação, um suporte primário, normalmente constituído por betão projectado.

De acordo com o descrito por Mair e Taylor (1997), as componentes dos movimentos devido à escavação com tuneladora dividem-se em cinco (Figura 2.1a):

1. Movimento do solo em direcção à abertura da escavação, como consequência do alívio das tensões;
2. Passagem do escudo: movimentos radiais devido à sobreescavação (por vezes também associados aos desvios da máquina e ao efeito de arado). Estes movimentos podem ter um valor apreciável, particularmente devido à forma cilíndrica tronco-cónica do escudo e devido à espessura da sobreescavação;
3. Passagem da cauda: a existência de um espaço entre o escudo e o revestimento do túnel resulta em movimentos radiais com direcção a esse espaço vazio. Esta componente pode ser minimizada se se proceder ao enchimento do vazio criado com injecções de argamassa e calda de cimento ou por aplicação de suportes expansíveis (Hansmire e Cording, 1985), colocados com um diâmetro inicial inferior ao da escavação e, após a passagem do escudo, expandidos por forma a aproximarem-se do diâmetro de escavação;
4. Convergência devido à deformação do revestimento. Esta componente é geralmente pequena comparada com as restantes;

5. Consolidação: deformação devido a efeitos diferidos no tempo (de fluência ou hidrodinâmicos).

No caso do método da escavação sequencial podem ser identificadas três causas de movimentos do terreno (Figura 2.1b):

- A. Movimento do terreno em direcção à frente de escavação não suportada;
- B. Movimento radial devido à deformação do revestimento;
- C. Movimento radial de convergência.

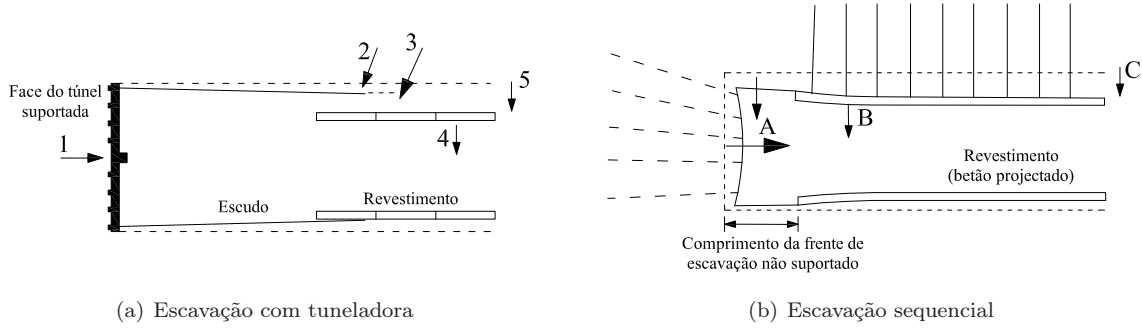


Figura 2.1: Principais causas de movimentos no terreno (Miranda, 2011).

2.2 Deslocamentos induzidos pela escavação de túneis

2.2.1 Comportamento transversal dos movimentos superficiais

À escavação de um túnel está associada uma alteração do estado de tensão. A abertura do túnel traduz-se na eliminação das tensões instaladas na sua superfície e, consequentemente, na deformação do maciço. O solo tende a ocupar o vazio criado pela escavação manifestando-se este movimento à superfície através de bacias de subsidência.

Na Figura 2.2 esquematiza-se a geometria de subsidência e o sistema de coordenadas xyz adoptado, onde x representa a distância ao eixo do túnel na direcção transversal, y a distância na direcção longitudinal e z o eixo de profundidade que cruza o eixo longitudinal a uma distância z_0 da superfície. O deslocamento vertical é definido como S_v , enquanto S_{hx} e S_{hy} representam o deslocamento horizontal na direcção transversal e longitudinal, respectivamente.

No que diz respeito à definição da geometria e amplitude dos assentamentos à superfície, estes podem ser estimados, na maioria dos casos, através de métodos empíricos. Estes métodos, baseados na observação de campo, constituem uma primeira aproximação na previsão dos movimentos em condições de campo livre (*greenfield*), isto é, sem a presença de estruturas à superfície e enterradas. Peck (1969) e Schmidt (1969) concluíram que a distribuição transversal dos assentamentos à superfície pode ser descrita, de uma forma aproximada, por uma curva de *Gauss* ou curva de distribuição normal invertida:

$$S_v(x) = S_{v,max} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \quad (2.1)$$

onde $S_{v,max}$ é o assentamento máximo no eixo de simetria do túnel. O parâmetro i_x representa a distância do ponto inflexão da curva ao eixo de simetria do túnel (Figura 2.3), no qual a curva apresenta o seu maior declive (ou maior índice de deflexão).

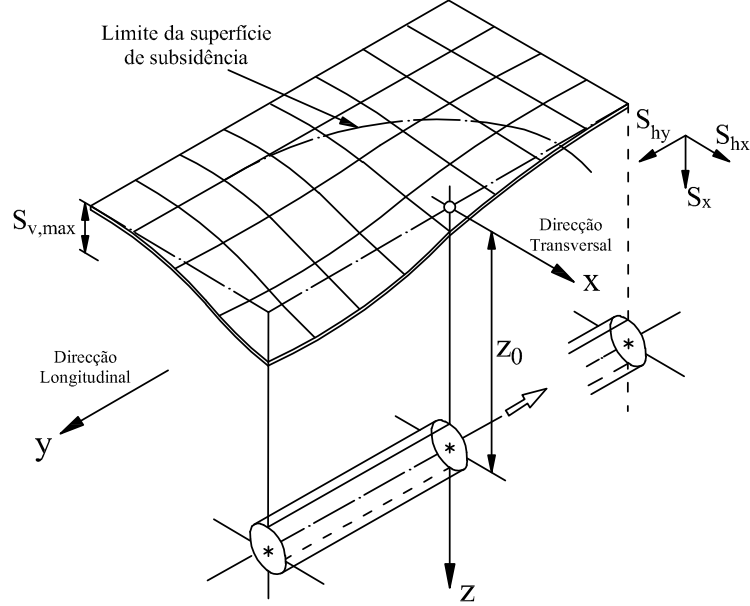


Figura 2.2: Geometria da superfície de subsidência (Uriel e Sagaseta, 1989).

O volume da bacia de subsidência, que representa o volume de solo deslocado à superfície por unidade de comprimento, V_S , pode ser obtido integrando a curva de *Gauss*:

$$V_S = \int_{-\infty}^{+\infty} S_v(x) dx = \sqrt{2\pi} i_x S_{v,max} \approx 2.5 i_x S_{v,max} \quad (2.2)$$

Em materiais com permeabilidade reduzida, em que é razoável admitir um comportamento não drenado como resposta inicial ao carregamento, este volume coincide com o volume de solo perdido no interior da escavação, V_L . Em condições drenadas (comportamento típico de solos não coesivos a curto prazo) existe, obviamente, uma diferença entre V_S e V_L resultante das variações volumétricas. Esta diferença demonstra a importância da dilatação (Hansmire e Cording, 1985). É comum especificar o volume de solo perdido como a relação entre o volume da bacia de subsidência e a área da secção transversal, expresso em percentagem. No caso de um túnel de secção circular de diâmetro D resulta a seguinte expressão:

$$V_L = \frac{V_S}{\pi \frac{D^2}{4}} \quad (2.3)$$

Combinando as equações 2.1 a 2.3, a curva de assentamentos transversal pode ser expressa em função do volume de solo perdido:

$$S_v(x) = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_L D^2}{4 i_x} e^{-\frac{x^2}{2 i_x^2}} \quad (2.4)$$

Assim, para um dado diâmetro do túnel, D , a forma e a magnitude da curva de assentamentos transversal dependem apenas do volume de solo perdido, V_L , e da abcissa do ponto de inflexão da curva, i_x . A importância destes dois parâmetros é discutida mais à frente.

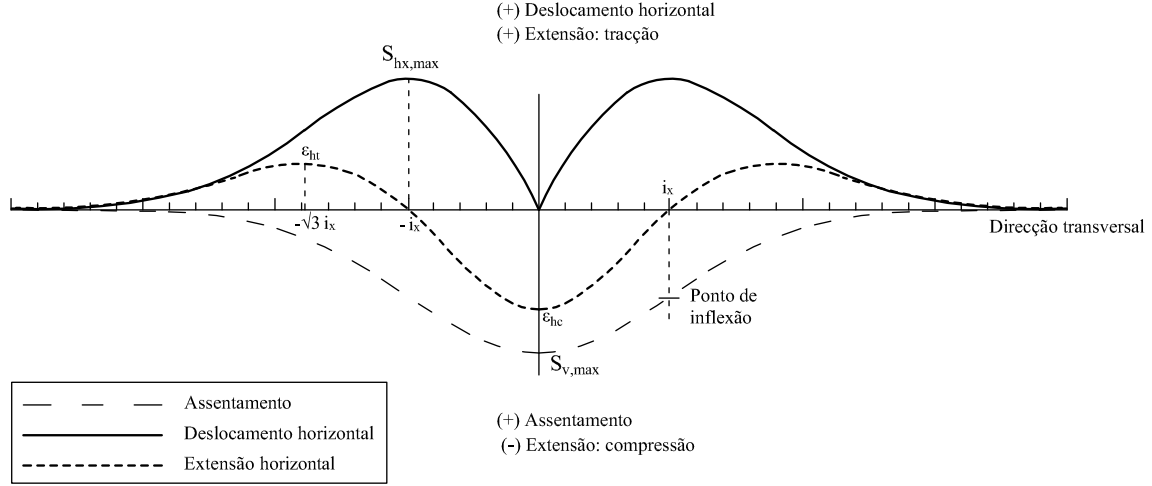


Figura 2.3: Curvas de assentamento vertical, deslocamento e extensão horizontal na direcção transversal (Franzius, 2003).

De acordo com O'Reilly e New (1982), admitindo que os movimentos do solo são dirigidos para o centro do túnel, o deslocamento horizontal na direcção transversal pode ser expresso através de:

$$S_{hx}(x) = -\frac{xS_v(x)}{z_0} \quad (2.5)$$

A Figura 2.3 mostra que o deslocamento horizontal é nulo sobre o eixo de simetria e o seu valor máximo ocorre no ponto de inflexão da curva, i_x . É igualmente representado na figura o perfil da extensão horizontal e pode ser obtido derivando o deslocamento horizontal em ordem a x :

$$\epsilon_{hx}(x) = \frac{S_v(x)}{z_0} \left(\frac{x^2}{i_x^2} - 1 \right) \quad (2.6)$$

Da equação acima resulta que, na zona compreendida pelos pontos de inflexão, as extensões horizontais são de compressão e a curva de assentamentos é do tipo côncava¹ (concavidade voltada para cima). Na restante região as extensões são de tracção e a curva é do tipo convexa² (concavidade voltada para baixo).

Como se viu acima o deslocamento horizontal é nulo sobre o eixo do túnel e, consequentemente, a deformação horizontal toma o seu valor máximo (compressão) sobre o eixo do túnel. O valor máximo (tracção) ocorre para $x = \sqrt{3}i_x$ (Almeida e Sousa, 1998).

¹Sagging.

²Hogging.

2.2.2 Comportamento longitudinal dos movimentos superficiais

Nas últimas décadas a construção de túneis subterrâneos tem vindo a conhecer um desenvolvimento assinalável e, conseqüentemente, existe uma vasta bibliografia sobre este tema. No entanto, e no que diz respeito aos movimentos observados no maciço envolvente devido à escavação do túnel, os dados existentes na bibliografia restringiam-se a movimentos superficiais no plano transversal, uma vez que a instrumentação dos movimentos laterais (direcção longitudinal) apresentava algumas dificuldades (Attewell e Woodman, 1982).

Segundo Almeida e Sousa (1998), em estruturas situadas sobre, ou nas proximidades do eixo vertical do túnel, os danos causados pelo perfil longitudinal podem ser maiores do que os originados pelo perfil transversal de assentamentos. O autor referiu ainda que a escavação do túnel origina, nas proximidades da frente, uma zona do maciço onde o estado de deformação é de natureza tridimensional. Assim, a determinação do perfil longitudinal de deslocamentos é importante na compreensão da influência tridimensional dos assentamentos.

Na Figura 2.2 está representada a curva de assentamentos longitudinal na direcção y . O avanço da frente de escavação corresponde ao sentido contrário do eixo y , e é possível observar que a curva apresenta valores entre 0 e $S_{v,max}$ quando y varia, respectivamente, entre $-\infty$ e $+\infty$. Através da análise de seis casos estudo, Attewell e Woodman (1982) verificaram que, para o caso de túneis abertos em argilas rijas sem suporte na frente de escavação, o assentamento no ponto de inflexão, situado sobre a frente de escavação ($y = 0$), corresponde a 50% do assentamento máximo. De acordo com Mair e Taylor (1997), quando a frente é provida de suporte os assentamentos sofrem uma redução significativa podendo atingir $0.25 - 0.30S_{v,max}$.

Uma vez que neste trabalho as análises numéricas são realizadas em estado plano de deformação, apenas é possível obter o perfil de assentamentos no plano transversal. No entanto o carácter tridimensional mencionado é tido em conta no faseamento construtivo, por exemplo, através do método da convergência-confinamento, como se verá na subsecção 2.3.1.

2.2.3 Volume de solo perdido, V_L

A construção de um túnel implica, naturalmente, a remoção de um grande volume de solo a ser substituído pelo volume do túnel. A magnitude dessa sobreescavação³ (Mair *et al.*, 1981) é quantificada pelo volume de solo perdido, V_L , que corresponde ao rácio entre a diferença do volume de solo escavado e o volume do túnel (definido pelo diâmetro exterior) sobre o volume do túnel (equação 2.3). O volume de solo perdido representa uma forma simples e útil de quantificar o grau de perturbação do solo.

Uma das propostas para determinar o volume de solo perdido, V_L , baseia-se no número de estabilidade (Broms e Bennermark, 1967):

$$N = \frac{\sigma_v - \sigma_t}{s_u} \quad (2.7)$$

em que σ_v é a tensão total à profundidade do eixo do túnel (incluindo eventuais sobrecargas à superfície do terreno), σ_t a pressão no suporte na frente de escavação, se existente, e s_u a resistência

³O volume de solo escavado é sempre superior em relação ao volume do túnel, devido à espessura necessária para a colocação do revestimento e devido ao movimento do solo na direcção do interior do túnel.

não drenada da argila. De acordo com os autores, quando a distância da superfície do terreno ao eixo do túnel é superior a cerca de quatro diâmetros, ocorre a rotura da face para valores de N próximos de 6.

O volume de solo perdido em túneis construídos em argilas é fortemente influenciado pelo método de construção do túnel e pelo equipamento utilizado (Clough e Schmidt, 1981). Para os autores é também fundamental conhecer o número de estabilidade para a interpretação de qualquer problema. Para solos argilosos está assegurada a estabilidade da face para $N < 2$ e o comportamento do solo é fundamentalmente elástico. Para $2 < N < 4$ o nível das tensões aumenta e desenvolvem-se zonas de cedência limitadas. Quando $4 < N < 6$ desenvolvem-se zonas plásticas, levando a maiores movimentos no terreno, sendo então necessária a instalação de um suporte o mais cedo possível. Finalmente quando $N > 6$ é muito provável a instabilização da face, associada a grandes movimentos do maciço.

Lake *et al.* (1992) apresentaram, na Figura 2.4, relações entre V_L e N de diferentes autores. Pode-se observar que um número de estabilidade $N = 2$, correspondente ao início da plastificação, origina perdas de volume de 1.5% a 3%.

Para Mair *et al.* (1981) as condições geométricas são um parâmetro a ter em conta na previsão do volume de solo perdido. Na Figura 2.5 os autores citados apresentam o resultado de dois ensaios experimentais em modelo reduzido de túneis sem suporte. A figura é esclarecedora em relação à influência da profundidade relativa do túnel, C/D , no volume de perdas de solo. Para um mesmo valor de N , quanto mais superficial for o túnel e maiores as dimensões da sua secção transversal, maior é o volume de solo perdido, V_L .

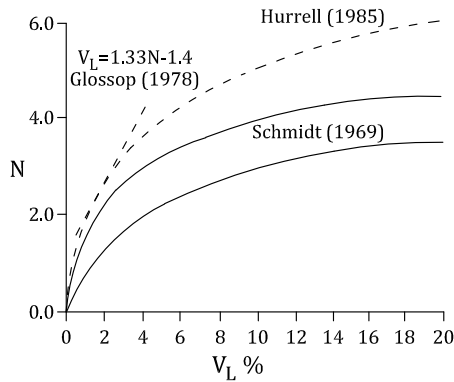


Figura 2.4: Relação entre o número de estabilidade, N , e o volume de perdas de solo, V_L , para solos argilosos (Lake *et al.*, 1992).

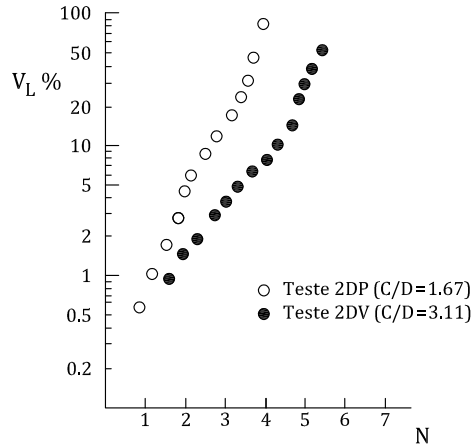


Figura 2.5: Influência da profundidade relativa do túnel, C/D na relação entre N e V_L (Mair *et al.*, 1981).

Para ter em consideração o facto do número de estabilidade variar em profundidade, Mair *et al.* (1981) propuseram, para túneis superficiais, que a estimativa do volume de solo perdido fosse baseada

no valor do factor de carga, LF^4 . Este factor é definido como:

$$LF = \frac{N}{N_{TC}} \quad (2.8)$$

onde N representa o número de estabilidade definido pela equação 2.7 e N_{TC} é o número de estabilidade de colapso do túnel. Este parâmetro pode ser determinado em função do recobrimento, C , do diâmetro do túnel, D , e do comprimento de escavação não revestido, P , através da Figura 2.6. Kimura e Mair (1981), referido por Macklin (1999), obtiveram este gráfico através de ensaios realizados em centrífugadora a modelos de túneis.

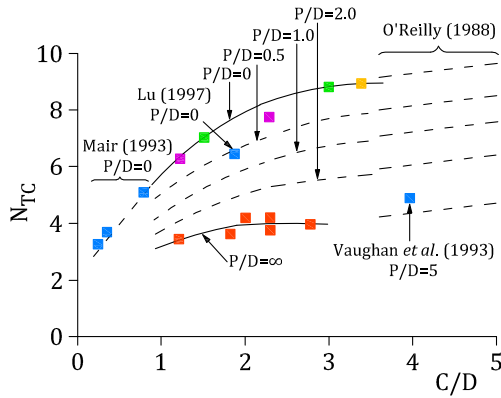


Figura 2.6: Relação entre N_{TC} e C/D para diferentes valores do comprimento de escavação não revestido, P/D (Kiumara e Mair, 1979 referido por Macklin, 1999).

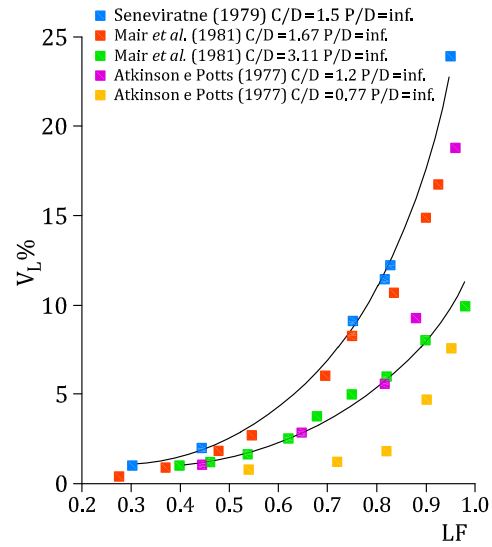


Figura 2.7: Relação entre o volume de solo perdido, V_L , e o factor de carga, LF , para diferentes valores de C/D (Macklin, 1999).

Macklin (1999) reuniu diversos dados de campo e elaborou o gráfico da Figura 2.7. Através do factor de carga, LF , é possível aceder ao volume de solo perdido, V_L . O gráfico indica que valores de V_L inferiores a 3% são obtidos para factores de carga inferiores a 0.5. Mais recentemente o autor propôs uma lei de regressão linear, relacionando apenas LF e V_L , através da equação:

$$V_L(\%) = 0.23e^{4.4LF} \quad LF \geq 0.2 \quad (2.9)$$

Mair (1996), numa revisão de 35 artigos, referiu valores entre 1% e 2% para argilas rijas em túneis escavados pelo método convencional ou sequencial. O autor considerou que a construção de túneis revestidos com betão projectado (*NATM*) é uma forma eficaz no controlo dos movimentos, indicando valores que variam entre 0.5% e 1.5%. No que diz respeito a túneis construídos sobre a protecção de escudo, o controlo de movimentos pode ser ainda superior, particularmente em solos arenosos, onde o volume de solo perdido é inferior a 0.5%. Mesmo em argilas moles (excluindo os assentamentos devido à consolidação), o volume de solo perdido varia entre 1% e 2%.

⁴ Load Factor.

2.2.4 Estimativa do parâmetro i

Relativamente ao parâmetro que define a largura da bacia de subsidência, Peck (1969), após a análise do resultado de observação de 17 túneis, propôs o ábaco da Figura 2.8 para a determinação da abcissa do ponto de inflexão, i^5 , em função da profundidade do eixo do túnel, z_0 , do seu diâmetro, D , e do tipo de solo.

Contudo, Uriel e Sagaseta (1989) referiram que análises a resultados de campo e testes em modelos laboratoriais levaram à conclusão de que o parâmetro i não depende tanto do tipo de solo como inicialmente admitido. É o caso de alguns autores como Atkinson e Potts (1977) e Clough e Schmidt (1981), que sugeriram que o parâmetro i deve ser avaliado apenas em função dos parâmetros geométricos do problema – diâmetro do túnel, D , profundidade do seu eixo, z_0 , ou espessura do recobrimento, C :

$$\frac{2i}{D} = a \left(\frac{z_0}{D} \right)^b \quad (2.10)$$

onde a e b são parâmetros empíricos adimensionais que dependem do comportamento tensão-deformação e do método construtivo empregue. Para solos argilosos, a toma um valor unitário, e b o valor de 0.8 (Clough e Schmidt, 1981).

Na Figura 2.9 estão representados os resultados observados por Mair *et al.* (1981) numa combinação de análise de elementos finitos e ensaios com centrífugadora em modelos de túneis. A figura evidencia a semelhança dos resultados para ambas as soluções: por um lado o parâmetro i depende essencialmente da profundidade do eixo do túnel, z_0 , como constatado por Peck (1969), e por outro lado, os resultados estão em conformidade com a expressão empírica de Clough e Schmidt (1981).

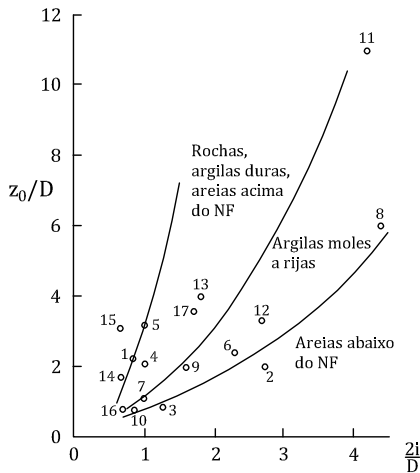


Figura 2.8: Relação entre o parâmetro i , a profundidade do túnel, z_0 , e o tipo de terreno (Peck, 1969).

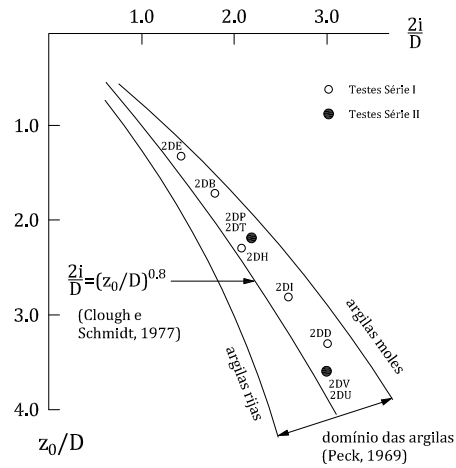


Figura 2.9: Relação entre o parâmetro i , a profundidade do túnel, z_0 , e o tipo de terreno (Mair *et al.*, 1981).

Numa pesquisa de resultados de túneis construídos no Reino Unido, até à data publicados, O'Reilly

⁵O parâmetro i_x passará a ser designado somente por i .

e New (1982) mostraram que o parâmetro i relaciona-se directamente com a profundidade do eixo do túnel, z_0 , e é independente do método construtivo e do diâmetro do túnel, D (excepto para túneis muito superficiais onde a relação C/D é inferior a 1). Os autores indicaram as seguintes relações, para terreno argiloso e arenoso, respectivamente:

$$i = 0.43z_0 + 1, 1 \quad (2.11)$$

$$i = 0.28z_0 - 0, 1 \quad (2.12)$$

O'Reilly e New (1982) concluíram que estas relações podem ser simplificadas para efeitos práticos, e sugeriram uma solução mais geral entre i e z_0 :

$$i = Kz_0 \quad (2.13)$$

sendo o valor de K dependente do tipo de solo. Para solos argilosos, é aconselhável o valor de 0.5 para uma estimativa preliminar da largura da bacia de subsidência, embora possa variar entre 0.4 para argilas rijas e 0.7 para argilas moles. Para solos arenosos, O'Reilly e New (1982) propõem valores de K no intervalo de 0.2 a 0.3, uma vez que a largura da bacia de subsidência é mais estreita.

A validade da equação 2.13 é também corroborada por Rankin (1988) e Mair e Taylor (1997). Estes últimos autores reuniram um vasto conjunto de observações de campo em diversos tipos de terreno e elaboraram os gráficos das Figuras 2.10a e 2.10b, respectivamente, para solos argilos e solos arenosos. É possível concluir que a relação $i = 0.5z_0$ adapta-se bem à maioria dos casos, quer seja o túnel construído em argilas moles ou rijas.

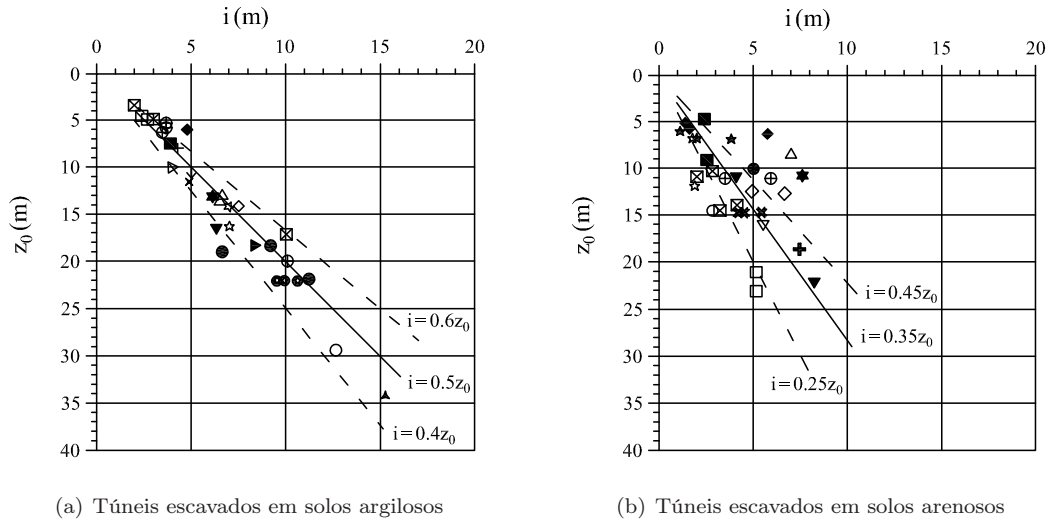


Figura 2.10: Relação entre a abcissa do ponto de inflexão, i , da curva de *Gauss* e a profundidade do eixo do túnel, z_0 (Mair e Taylor, 1997).

Na prática é muito comum a construção de túneis em solos estratificados. New e O'Reilly (1991) sugeriram uma relação que poderá ser apropriada para determinar o parâmetro i através da seguinte

expressão:

$$i = K_1 z_1 + K_2 z_2 + \dots + K_n z_n \quad (2.14)$$

onde os valores de K dependem do tipo de solo, como já foi exposto acima, e $z_1, z_2, \dots e z_n$ representam as espessuras das diferentes camadas. Na equação apresentada é indiferente a posição das diferentes camadas, embora na prática possa ter influência no valor do parâmetro i . Observações de perfis de assentamento à superfície em solos estratificados, onde o túnel é construído numa camada argilosa sobrejacente a uma camada arenosa (Atahan *et al.*, 1996), indicam maiores bacias de subsidência do que se obteriam no caso de túneis somente escavados em solos arenosos. Também para Mair e Taylor (1997) a equação 2.14 adequa-se melhor quando a camada argilosa é sobrejacente à arenosa, não sendo tão evidente a sua aplicação na situação inversa.

2.2.5 Movimentos sub-superficiais

Nas secções anteriores foram referidas apenas as deformações do solo ao nível da superfície. Apesar do assentamento à superfície ser a forma mais directa de descrever os movimentos do solo resultantes da abertura de um túnel, por vezes os túneis em meio urbano são escavados nas proximidades de outros túneis, de fundações profundas e (ou) outras estruturas enterradas. Deste modo, é importante estimar os deslocamentos a diferentes profundidades e compreender como estes se relacionam com os assentamentos à superfície.

Em contraste com os perfis de assentamentos à superfície, são poucos os dados referentes a perfis de assentamentos sub-superficiais. Mair *et al.* (1993) assumiram que, à semelhança dos primeiros, os perfis de assentamentos em profundidade são também caracterizados por uma função de distribuição normal, ou gaussiana, conforme se demonstra na Figura 2.11. Através da figura é possível observar que os assentamentos aumentam em profundidade e a abcissa do ponto de inflexão diminui, obtendo-se curvas com maior magnitude e mais estreitas.

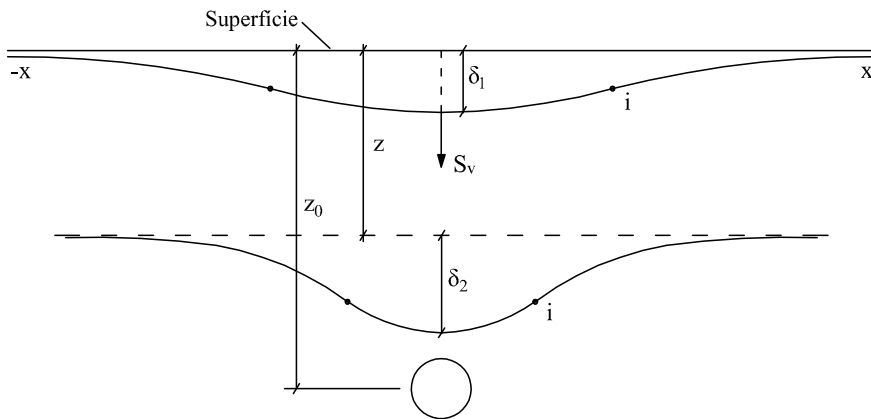


Figura 2.11: Perfis de assentamentos superficiais e sub-superficiais (Mair *et al.*, 1993).

Em relação à abcissa do ponto de inflexão da curva de assentamentos sub-superficiais, i , Mair *et al.* (1993) propõem a sua definição através da equação 2.13, substituindo apenas a profundidade do eixo do túnel z_0 por $z_0 - z$, sendo z a profundidade a que se pretende obter o perfil de assentamentos, através da expressão:

$$i = K(z_0 - z) \quad (2.15)$$

Todavia, e com base em dados experimentais obtidos em túneis construídos nas argilas de Londres (Attewell e Farmer, 1974) e em ensaios com centrifugadora, Mair *et al.* (1993) concluíram que o valor do parâmetro K aumenta em profundidade (Figura 2.12). Significa que ao considerar $K = 0.5$, as curvas de assentamentos seriam ainda mais estreitas do que as observadas, e consequentemente seriam maiores os assentamentos máximos sobre o eixo do túnel. Assim, os autores citados propuseram uma expressão que permite calcular K para solos argilosos:

$$K = \frac{0.175 + 0.325(1 - z/z_0)}{1 - z/z_0} \quad (2.16)$$

Note-se que para $z = 0$ (superfície do terreno), a expressão toma o valor de $K = 0.5$, coincidindo com a proposta de O'Reilly e New (1982).

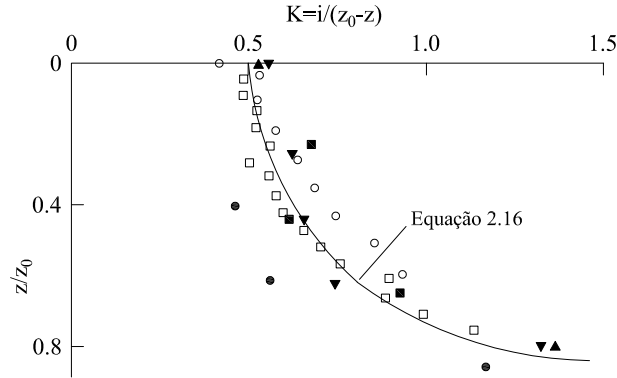


Figura 2.12: Variação do parâmetro K com a profundidade z_0 para assentamentos sub-superficiais em argilas (Mair *et al.*, 1993).

Outros autores, como Moh *et al.* (1996), analisaram perfis de assentamento em profundidade para túneis construídos em areias siltosas em Tapei e, concluíram também que o parâmetro K varia em profundidade. Do mesmo modo, Dyer *et al.* (1996), à semelhança de Mair *et al.* (1993) e Moh *et al.* (1996) obtiveram perfis sub-superficiais crescentes em profundidade, em túneis escavados em Rochdale em areias soltas com camada argilosa sobrejacente.

Combinando as equações 2.2 e 2.3 com as equações 2.15 e 2.16, o assentamento máximo à

profundidade z é expresso por:

$$\frac{S_{v,max}}{R} = \frac{1.25V_L}{0.175 + 0.325(1 - \frac{z}{z_0})} \frac{R}{z_0} \quad (2.17)$$

onde R é o raio do túnel. Na Figura 2.13 é apresentado um gráfico que relaciona o assentamento máximo (normalizado em relação a R) com $R/(z_0 - z)$. A equação 2.13 com $K = 0.5$ corresponde à linha a traço interrompido (A). As linhas B e C correspondem à equação 2.17 considerando $V_L = 1.4\%$ e diferentes valores para R e z_0 , e a linha recta a cheio representa a solução de Mair e Taylor (1993) para solos argilosos. A figura mostra concordância entre as medições dos assentamentos sub-superficiais e os valores dados pela equação 2.17. Pelo contrário, e como foi referido atrás, a equação 2.13 (linha A), correspondente aos assentamentos superficiais, conduz à sobreestimação dos assentamentos sub-superficiais.

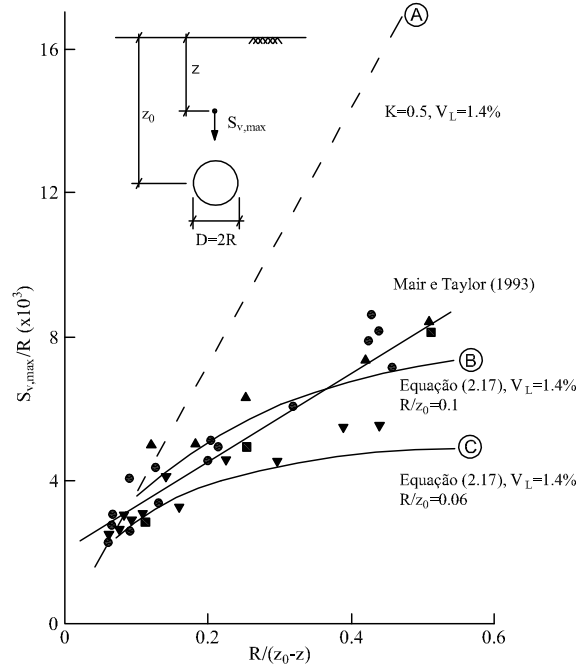


Figura 2.13: Assentamentos sub-superficiais acima do eixo do túnel (Mair *et al.*, 1993).

2.3 Modelação numérica da escavação de túneis

Foram anteriormente referidos os métodos empíricos utilizados na previsão dos assentamentos superficiais e sub-superficiais. Como se viu, estes métodos restringem-se à situação de campo livre. Contudo, na prática os problemas de engenharia envolvem, frequentemente, interacção entre estruturas à superfície (edifícios) e estruturas enterradas (túneis, fundações, condutas). Os métodos numéricos, contrariamente aos métodos analíticos, possibilitam a consideração de diversos aspectos que interagem com o problema: simulação do faseamento construtivo, interacção entre o solo e o revestimento e a existência de outras estruturas. Permitem também a consideração de diferentes modelos constitutivos,

quer para o terreno, quer para o próprio suporte.

2.3.1 Análise bidimensional

A escavação de um túnel é, como já foi sublinhado, um problema tridimensional. No entanto, as dificuldades de tratamento dos equilíbrios tridimensionais, associadas aos altos custos computacionais, e atendendo ainda ao facto do equilíbrio final ser atingido em condições de deformação plana, faz com que seja corrente a abordagem do problema por meio de formulações em estado plano de deformação (Almeida e Sousa, 1999). Segundo o autor, o grande problema reside na dificuldade de modelar correctamente o processo construtivo, nomeadamente as deformações que ocorrem no terreno antes da colocação do suporte. Contudo, existem diversos métodos 2D propostos que permitem ter em conta as alterações do campo de tensões e de deformações adiante da frente de escavação devido ao efeito de arco tridimensional.

Método da convergência–confinamento:

Introduzido por Panet e Guénot (1982), o método da convergência–confinamento é, provavelmente, um dos métodos mais populares quando se trata de simular o método de escavação sequencial (*NATM*). Apresenta como vantagem, para além da sua simplicidade, o facto de ter em conta os deslocamentos ocorridos antes da instalação do suporte. O método consiste essencialmente na aplicação de uma pressão de suporte fictícia, aplicada sobre a parede e variando com a distância à frente de tal modo que os deslocamentos em equilíbrio plano sejam idênticos aos que resultariam de um equilíbrio tridimensional. O parâmetro λ ($0 < \lambda < 1$), designado por coeficiente de desconfinamento, permite ter em conta esse aspecto. Assim, Panet e Guénot definiram a tensão radial como:

$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0 \quad (2.18)$$

onde σ_0 é a tensão inicial na direcção radial. Desta forma, a simulação do avanço da frente de escavação é feita pela sucessiva redução da tensão aplicada na parede, desde um valor inicial equivalente ao estado de tensão inicial até a um valor correspondente ao ponto de equilíbrio, representado na Figura 2.14. A colocação da estrutura de suporte é feita com algum atraso, ou seja, a uma certa distância da frente de escavação, provocando inicialmente algum deslocamento δ_1 . Antes da instalação do suporte, apenas é solicitado o maciço, correspondendo $\lambda\sigma_0$ ao decréscimo de tensão que ocorreu devido à escavação. Após a instalação do suporte, e uma vez que este também contempla deformações (caso contrário as deformações seriam imediatamente anuladas e a tensão aplicada ao suporte seria σ_1), a tensão radial sofre ainda um decréscimo até que o equilíbrio entre o maciço e o suporte seja atingido (ponto *E*). Este ponto, caracterizado pela intersecção das duas curvas, apresenta um deslocamento final de valor comum, δ_2 , sendo a carga actuante, no maciço e no suporte, σ_2 , ou seja, $(1 - \lambda)\sigma_0$.

A Figura 2.14 evidencia claramente o efeito do atraso na instalação do suporte. Valores pequenos de λ correspondem a pequenos comprimentos de avanço, isto é, o túnel é revestido próximo da frente, provocando deformações pequenas e esforços elevados no suporte. Por sua vez, valores de λ elevados correspondem à colocação tardia do suporte, e consequentemente as deformações serão mais elevadas e os esforços no suporte reduzidos.

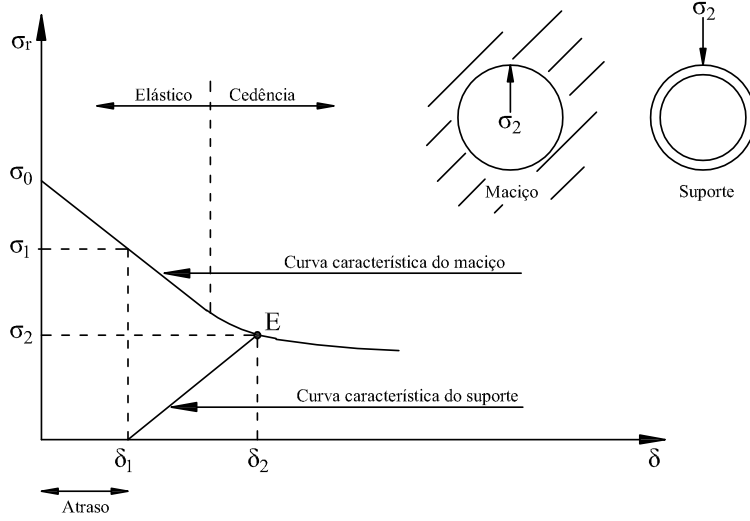


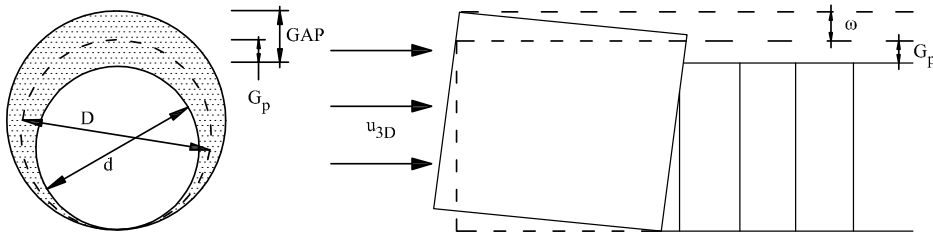
Figura 2.14: Método da convergência-confinamento (Almeida e Sousa, 1998).

Método de *gap*:

Este método, proposto por Rowe *et al.* (1983), destina-se a túneis construídos ao abrigo de um escudo. É usado em análises planas de elementos finitos na simulação dos efeitos 3D e descreve a posição final do revestimento do túnel, que é naturalmente inferior ao diâmetro teórico de escavação. O movimento do solo é permitido até que o solo preencha o vazio (*gap*) entre o diâmetro exterior do revestimento e o diâmetro da escavação.

Lee *et al.* (1992) definiram o parâmetro *gap* como o somatório de várias componentes, esquematizadas na Figura 2.15:

$$GAP = G_p + u_{3D} + w \quad (2.19)$$


 Figura 2.15: Definição do parâmetro de *gap* (Lee *et al.*, 1992).

onde G_p representa a distância vertical entre o diâmetro exterior do escudo e do revestimento. Esta diferença é dada por $G_p = 2\Delta + \delta$, sendo Δ a espessura da cauda do escudo e δ a folga interior que terá que existir entre esta e o revestimento, de modo a facilitar a colocação do mesmo. O termo u_{3D}

representa a deformação elastoplástica 3D na frente de escavação e o parâmetro w leva em conta a qualidade da mão-de-obra, isto é, a parcela da sobreescavação causada por dificuldades no alinhamento e direcção da máquina.

Quando se opta por uma solução com escudo fechado, que consiste num escudo tapado junto à frente de escavação, como no caso dos métodos *EPB* (*Earth Pressure Balance*) e *slurry shields*, tem-se $u_{3D} = 0$. Considerando também que o avanço do escudo é perfeitamente alinhado ($w = 0$), tem-se que o parâmetro gap é simplesmente dado por G_p , e assim a aproximação do problema por uma análise 2D é mais realista (Mair e Taylor, 1997).

2.3.2 Considerações sobre as análises numéricas 2D

As análises 2D têm sido alvo de alguma atenção devido à dificuldade em estimar a curva de assentamentos definida pela equação 2.1. Quando o solo é caracterizado por um modelo linear elástico perfeitamente plástico, obtêm-se curvas de assentamentos muito maiores do que as calculadas pela curva de distribuição normal gaussiana (Lee e Rowe, 1989, Gunn, 1993). Gunn (1993) efectuou análises 2D recorrendo a um modelo elástico não-linear com $K_0 = 1.0$. O autor comparou os resultados da análise com a curva de *Gauss* e, embora as curvas de assentamento obtidas apresentassem cerca do dobro da largura, o autor considerou que houve uma melhoria de resultados em comparação às análises com modelos elásticos lineares. Pelo contrário, Simpson *et al.* (1996) afirmaram, através de análises 2D, que a curva de assentamentos é significativamente influenciada pela anisotropia elástica e muito menos pela não linearidade.

Também Lee e Rowe (1989) alegaram que o uso de propriedades anisotrópicas fornece melhores resultados. A Figura 2.16 mostra os resultados obtidos pelos autores nas suas análises 2D para túneis construídos em argilas moles sobreconsolidadas. A análise linear isotrópica elasto-plástica ($G_{vh}/E_v=0.33$) resulta em curvas significativamente mais largas e de menor magnitude em relação às curvas obtidas com recurso a modelos anisotrópicos com rácios G_{vh}/E_v menores.

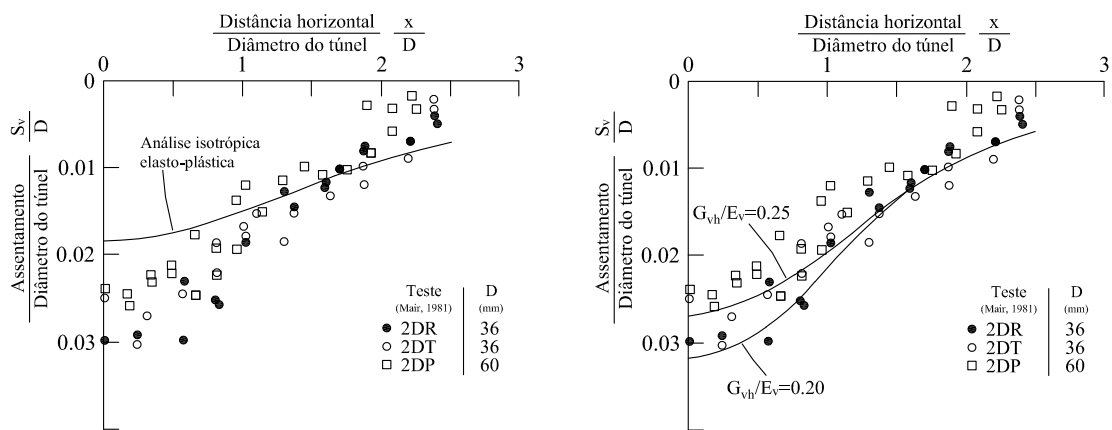


Figura 2.16: Curvas de assentamentos observadas em análises 2D com diferentes graus de anisotropia elástica (Lee e Rowe, 1989).

Addenbrooke *et al.* (1997) realizaram análises considerando um modelo elástico não linear isotrópico

(Figura 2.17a) e um modelo não linear com diferentes graus de anisotropia (Figura 2.17b). Como é visível na figura, os resultados estão de acordo com Lee e Rowe (1989). As análises não lineares originam curvas de assentamentos mais estreitas e com maior profundidade em relação ao modelo linear. De acordo com os autores, é evidente a necessidade de recorrer a um modelo não-linear para a obtenção de deslocamentos mais próximos dos resultados de campo. A forma da curva é substancialmente melhorada quando se consideram também modelos anisotrópicos, obtendo-se melhores resultados para o maior grau de anisotropia, $G_{vh}/E_v = 0.2$.

Dasari *et al.* (1996), além de considerarem o efeito da anisotropia como uma das razões para a subestimação dos valores dos assentamentos em análises 2D, atribuem à história de tensões do solo, ou seja, ao valor do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , uma possível causa para a diferença observada. As bacias de subsidência com larguras superiores à realidade podem estar relacionadas com o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , ser, na maioria dos problemas, superior a 1. Os autores referem que a redução de K_0 e a consideração dos efeitos tridimensionais junto à frente, conduz a uma estimativa dos assentamentos mais próxima da realidade (Mair e Taylor, 1997).

Guedes de Melo e Santos Pereira (2000) apresentaram resultados semelhantes. Os autores realizaram análises 2D e 3D para $K_0 = 0.5$ e $K_0 = 1.0$ e, consideraram dois processos construtivos distintos: escavação sequencial em secção total com atraso na colocação do revestimento, e escavação com escudo (método *slurry shield*). Em ambos os casos os autores observaram uma redução do valor do assentamento à medida que o coeficiente de repouso, K_0 , aumentava.

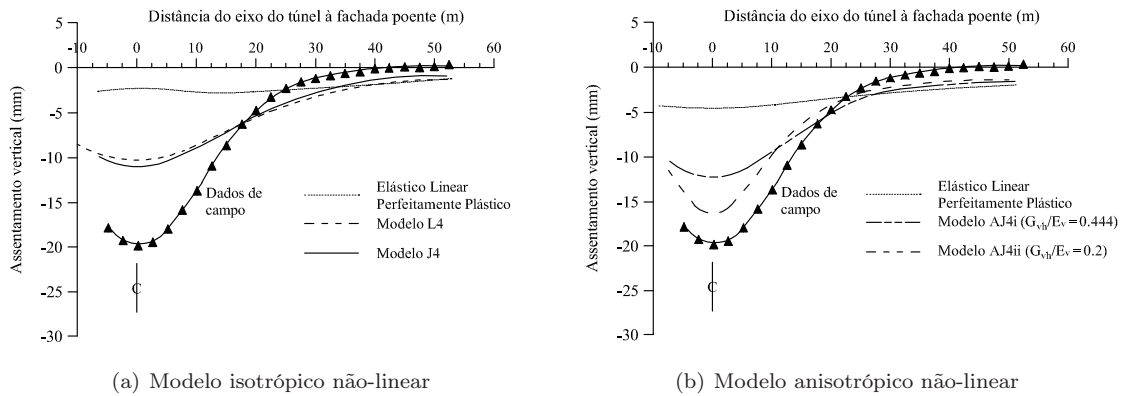


Figura 2.17: Curvas de assentamentos transversais (Addenbrooke *et al.*, 1997).

No caso da escavação convencional, Guedes de Melo e Santos Pereira (2000) recorreram ao método da convergência-confinamento para simular o desconfinamento devido ao comprimento do túnel não suportado, e compararam os valores das análises 2D com os resultados 3D. No caso da análise 2D com $K_0 = 0.5$, é o coeficiente de desconfinamento $\lambda = 30\%$ que conduz aos resultados mais próximos da análise tridimensional. Já para $K_0 = 1.0$ o valor que aproxima as duas análises corresponde a $\lambda = 40\%$, indicando um aumento dos assentamentos para os menores valores de K_0 ,

2.3.3 Análise tridimensional

Existem diferentes métodos para modelar a construção de um túnel tridimensionalmente, contudo o método passo-a-passo (*step-by-step*) tem sido adoptado por diversos autores para simular a escavação, sobretudo quando se trata de escavação sequencial (Katzenbach e Breth, 1981; Dasari *et al.*, 1996; Vermeer *et al.*, 2002). Neste método a escavação do túnel é simulada pela remoção de elementos de solo no interior do túnel e a consequente instalação dos elementos de suporte a uma certa distância da frente, P (Figura 2.18). Estas fases de cálculo são sucessivamente repetidas até se atingir um estado designado por estado estacionário (Möller, 2006). Esta condição, mencionada no trabalho de Vermeer *et al.* (2002), é atingida quando os assentamentos a curto prazo, a uma certa distância atrás da frente de escavação, não sofrem aumentos com o avanço da escavação do túnel, ou como refere Franzius (2003), corresponde ao assentamento estacionário no final da resposta não drenada.

Katzenbach e Breth (1981) consideraram o seu trabalho como o primeiro passo na simulação 3D da construção de túneis. Os autores apresentaram resultados bastante próximos, tanto na direcção transversal como na longitudinal. Utilizando um modelo elástico não linear com $K_0 = 0.8$, os autores recorrem ao método passo-a-passo para simular a escavação sequencial (*NATM*). Katzenbach e Breth referem que quanto menor o atraso na instalação do revestimento, maior será a estabilidade na frente de escavação. Outros parâmetros, tais como a profundidade do túnel, o diâmetro do túnel e a resistência do solo, contribuem também para esse aumento.

Em 1996 Dasari *et al.* modelaram a escavação sequencial do túnel experimental de Heathrow. Recorrendo ao método passo-a-passo, a um estado de tensão hidrostático e a um modelo não linear perfeitamente plástico, os autores realizaram análises 2D e 3D. Embora tenham observado que a análise 3D era bastante próxima dos valores de campo, os assentamentos da curva transversal obtidos pela análise plana eram cerca de 3 vezes superiores. Esta diferença deve-se à interacção entre o solo e o revestimento. Os autores realçam a importância do processo construtivo na obtenção de deslocamentos menores, sobretudo no comprimento de solo não suportado, P , tal como referido por Katzenbach e Breth (1981). O seu estudo tridimensional revela que o estado estacionário é atingido a dois diâmetros atrás da frente de escavação. Vermeer *et al.* (2002) consideram que aquela distância terá um valor de aproximadamente 5 diâmetros para $K_0 = 0.66$.

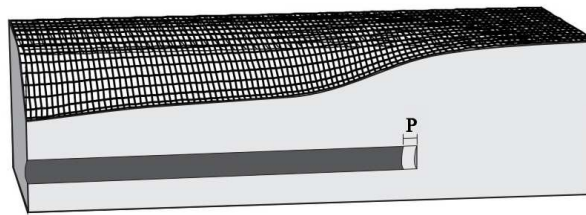


Figura 2.18: Comprimento de escavação não suportado, P (Möller, 2006).

Tang *et al.* (2000) analisaram a influência do comprimento da frente não revestido, P . Assim como Dasari *et al.* (1996), os autores simularam tridimensionalmente a construção do túnel experimental de Heathrow. Sendo o solo caracterizado por um modelo elástico linear anisotrópico perfeitamente plástico e por um coeficiente $K_0 = 1.5$, os autores obtiveram curvas transversais e longitudinais (Figura 2.19) para $P = 5m$ e $P = 10m$.

Como é visível na figura, as curvas de assentamentos transversais são bastante próximas, principalmente para $d = 10m$. No entanto, as curvas resultantes das análises apresentam ainda uma largura superior aos dados de campo. Já na direcção longitudinal, é bem visível que as análises 3D subestimam os resultados de campo. Para ambos os cálculos os autores destacaram o facto da magnitude dos assentamentos aumentar com o comprimento de frente não suportado. Outro dado interessante que pode ser observado na figura é que a curva de assentamento longitudinal é horizontal a cerca de 20m atrás da frente de escavação, significando que se atingiu o estado estacionário à distância de aproximadamente 2 diâmetros.

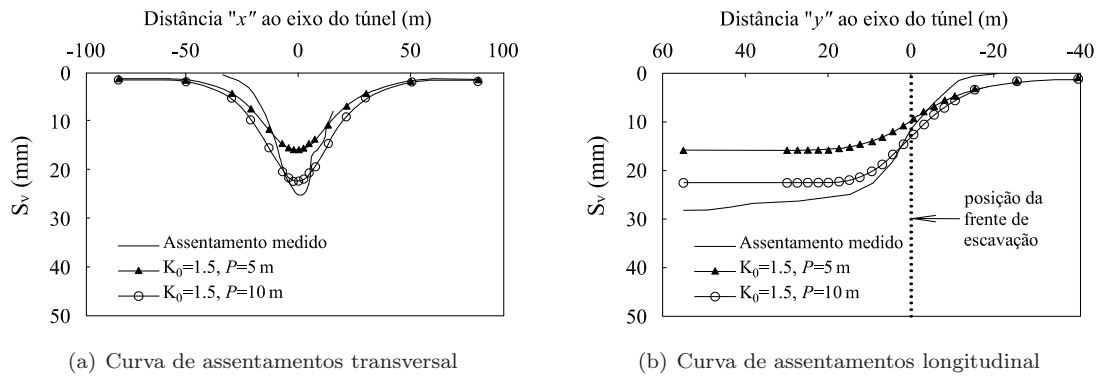


Figura 2.19: Curvas de assentamentos para $P = 5m$ e $P = 10m$ (Tang *et al.*, 2000).

Do que já foi referido nota-se a importância do processo construtivo, nomeadamente no primeiro passo da escavação (Vermeer *et al.*, 2002). Os autores indicaram a necessidade de considerar um maior número de passos de cálculos para túneis com maiores comprimentos de escavação não suportados, de modo a atingir o estado estacionário.

Ao contrário da escavação sequencial, a modelação do avanço da tuneladora requer muitos passos, além de ser extremamente complexa (Vieira *et al.*, 2002; Maranha e Maranha das Neves, 2000). Os autores justificam esta complexidade com o elevado número de factores de difícil quantificação que controlam o avanço da tuneladora, nomeadamente a pressão na frente, a sobreescavação causada pela máquina e a injeção de argamassa no vazio criado entre o escudo e o terreno. Para ter em consideração estes factores, na análise da simulação da escavação com tuneladora é também usado o recurso ao método passo-a-passo, em que cada fase de avanço inclui a sequência: escavação do terreno da frente (e aplicação de pressões no caso de escudo aberto); passagem da tuneladora; injeção de calda no vazio criado entre o escudo e o terreno; consolidação da calda.

Komiya *et al.* (1999) também alertaram para a complexidade do problema. Os autores referiram que a maioria dos trabalhos anteriores à data focavam-se, apenas, em analisar os factores descritos acima individualmente. Propuseram a modelação do avanço da tuneladora com mais detalhe, onde é contabilizado o peso do escudo, a interface solo/escudo, a pressão aplicada na frente e as forças externas aplicadas pelo macaco hidráulico, colocado entre o revestimento e o escudo, e que permite o avanço da tuneladora. Os autores aplicaram o método proposto para simular a construção de um túnel em Tóquio em solo argiloso mole e obtiveram resultados muito próximos em comparação com os valores medidos em campo.

Capítulo 3

Avaliação de danos em edifícios

3.1 Introdução

No capítulo anterior referiu-se que a construção de túneis em terrenos brandos causa, inevitavelmente, movimentos no terreno envolvente. No meio urbano, estes movimentos podem resultar em danos nas estruturas existentes à superfície e nas infraestruturas enterradas, principalmente para túneis superficiais. Um aspecto fundamental do planeamento, projecto e construção deste tipo de obra consiste numa boa estimativa do valor dos movimentos e danos provocados nas estruturas na vizinhança do túnel.

Neste capítulo são introduzidos os conceitos necessários à compreensão do método de avaliação do risco de dano em edifícios proposto por Mair *et al.* (1996). Como se verá adiante, esta análise trifaseada revela-se conservadora devido a alguns aspectos: considera que a estrutura se adapta aos movimentos em situação de campo livre e que a influência da rigidez da estrutura é desprezada. Estas simplificações traduzem-se numa sobreestimação dos resultados obtidos. Posteriormente, Potts e Addenbrooke (1997) consideraram a interacção solo-estrutura através do cálculo da rigidez relativa. Esta rigidez foi introduzida na segunda fase da análise, resultando numa diminuição do número de casos que requerem análise detalhada.

3.2 Definição da deformação na estrutura

Uma revisão da bibliografia indica uma vasta e confusa descrição da terminologia e símbolos na representação dos movimentos das fundações. Em 1974 Burland e Wroth sugeriram uma definição do conjunto de parâmetros que permite descrever, de forma consistente e completa, os movimentos e deformações das fundações. Na Figura 3.1 apresentam-se os parâmetros propostos pelos autores, descritos de seguida:

- (1) Um incremento de largura igual a δL num comprimento L , origina uma **extensão horizontal** dada por $\varepsilon_h = \delta L/L$;
- (2) **Assentamento**, S_v : movimento vertical de um ponto, positivo no sentido descendente. O assentamento máximo, $S_{v,max}$, ocorre para o ponto B (Figura 3.1a);
- (3) **Assentamento diferencial ou relativo**, δS_v : diferença do valor do assentamento entre dois pontos. Na Figura 3.1a o máximo assentamento diferencial, $\delta S_{v,CD}$, corresponde à diferença entre os pontos C e D;

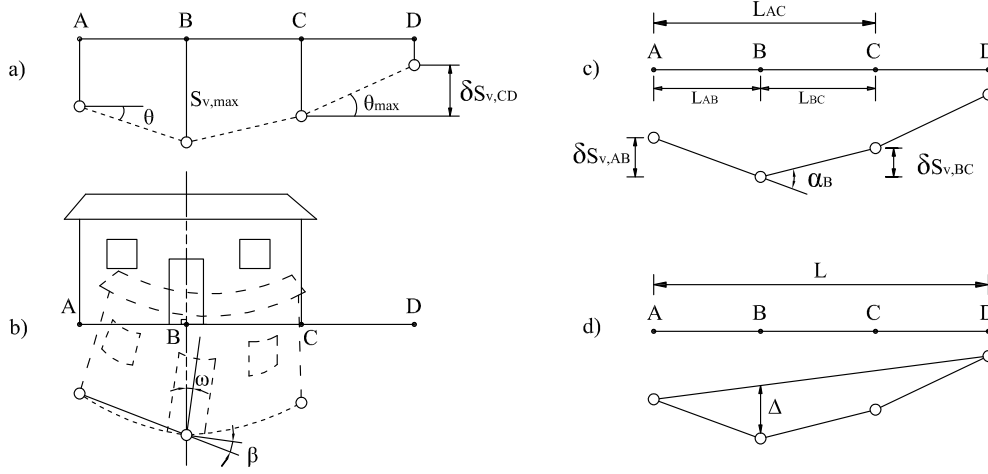


Figura 3.1: Simbologia adoptada para os movimentos ao nível da fundação (adaptado de Burland e Wroth, 1974).

- (4) **Rotação, θ** : descreve a mudança de gradiente entre dois pontos contíguos da fundação (Figura 3.1a);
- (5) **Inclinação, ω** : descreve a rotação de corpo rígido de toda a estrutura ou de uma parte bem definida desta. É um parâmetro difícil de determinar uma vez que a própria estrutura flecte (Figura 3.1b);
- (6) **Rotação relativa ou distorção angular, β** : descreve a rotação do segmento de recta que une dois pontos de referência relativamente à inclinação ω (Figura 3.1b);
- (7) **Deformação angular, α** : da Figura 3.1c facilmente se conclui que a deformação angular no ponto B é dada por:

$$\alpha_B = \frac{\delta S_{v,BA}}{L_{AB}} + \frac{\delta S_{v,BC}}{L_{BC}}$$

A deformação angular é positiva se a concavidade é voltada para cima (*sagging*), e negativa quando a concavidade é voltada para baixo (*hogging*);

- (8) **Deflexão relativa, Δ** : é o máximo deslocamento relativo ao segmento de recta que une dois pontos de referência a uma distância L . Valores positivos indicam concavidade voltada para cima (Figura 3.1d);
- (9) **Índice de deflexão, (Δ/L)** : Quociente entre a flecha Δ e o correspondente comprimento L (Figura 3.1d). A convenção de sinais adoptada é mesma que em (8).

A extensão horizontal, o índice de deflexão e a distorção angular representam parâmetros fundamentais na avaliação do dano no edificado. Estes parâmetros serão discutidos nas secções seguintes.

3.3 Classificação dos danos

A descrição dos parâmetros que definem os movimentos da estrutura, apresentados na secção anterior, permitem uma avaliação dos danos causados no edifício. Os critérios a eles associados têm variado ao longo do tempo. Este aspecto foi inicialmente introduzido por Skempton e MacDonald (1956)

3.4. CÁLCULO DA EXTENSÃO NOS EDIFÍCIOS

(citado por Burland e Wroth, 1974) para pórticos de betão armado e de alvenaria. De acordo com os autores, o aparecimento de fendas era associado a valores da distorção angular, β , de $1/300$ e valores superiores a $1/500$ deveriam ser evitados. Para β igual ou superior a $1/150$ a estrutura apresentava danos estruturais. Também Polshin e Tokar (1957) (citado por Burland e Wroth, 1974) discutiram a questão dos assentamentos e deformações permitidas ao edifício. Os autores estudaram separadamente estruturas de betão armado, com e sem alvenaria, e recomendaram valores máximos de $\beta = 1/500$ para as primeiras, e $\beta = 1/200$ para as segundas.

Mais tarde Burland *et al.* (1977) distinguiram três grupos no acesso ao dano estrutural:

1. Estética
2. Funcionalidade
3. Estabilidade

À medida que as deformações estruturais aumentam, o dano irá progredir entre estas três categorias. A degradação estética de um edifício é afectada quando os elementos estruturais apresentam desvios superiores a $1/250$, na vertical ou na horizontal. Rotações de $1/100$ e (ou) índices de deflexão superiores a $1/250$ são claramente visíveis.

A estimativa do dano é um assunto difícil e subjectivo de quantificar uma vez que depende de diversos factores. Um dano que é aceitável numa região ou edifício pode não ser aceite noutro. Assim, Burland e Wroth (1974) definiram a classificação de danos apresentada na Tabela 3.1, baseada na facilidade de reparação do dano. É possível observar uma coluna correspondente à abertura das fendas. Este é um parâmetro meramente indicativo e não constitui uma estimativa do grau do dano.

As seis categorias de dano descritas e numeradas de 0 a 5, relacionam-se com os três grupos de danos referidos acima. As categorias de 0 a 2 são normalmente associadas a danos estéticos. As categorias 3 e 4 estão relacionadas com condições de serviço/funcionalidade enquanto a categoria 5 representa o dano que afecta a estabilidade estrutural.

A divisão entre as categorias de dano 2 e 3 é particularmente importante. Vários estudos indicam que a categoria de dano 2 pode resultar de diferentes causas, associadas tanto ao edifício como aos movimentos do solo. Assim, a identificação da causa do dano é difícil já que pode resultar de inúmeros factores. No entanto, quando o dano na estrutura excede a categoria 2, é consideravelmente mais fácil identificar a sua origem e é normalmente associada ao movimento do solo (Burland, 1995).

3.4 Cálculo da extensão nos edifícios

3.4.1 Conceito de extensão de tracção crítica

Em 1974 Burland e Wroth, seguindo o trabalho de Polshin e Tokar (1957), introduziram o conceito de extensão crítica. Os autores indicaram que em trabalhos anteriores foram realizados esforços no sentido de obter um critério de danos baseado em observações empíricas. No entanto a origem dos danos era desconhecida.

Tabela 3.1: Classificação dos danos (Burland *et al.*, 1977).

Categoria dos danos	Descrição do dano	Abertura das fendas (mm) *
0 Irrelevante (não visível)	Fissuras com largura igual à espessura de um cabelo.	< 0.1
1 Muito ligeiro	Fissuras finas, que são facilmente tratadas durante os trabalhos de acabamento. Os danos restringem-se geralmente aos acabamentos das paredes interiores. Uma inspecção mais cuidada pode revelar algumas fissuras na alvenaria exterior.	< 1
2 Ligeiro	As fissuras são facilmente preenchidas. As fissuras recorrentes podem ser disfarçadas com massas apropriadas. As fissuras podem ser vistas no exterior, e poderá ser necessário refazer o reboco para garantir o isolamento conveniente. As portas e as janelas podem prender ligeiramente.	< 5
3 Médio	O tratamento das fissuras requer a sua abertura, podendo este trabalho ser executado por um pedreiro. É necessário refazer a tijoleira exterior e possivelmente substituir alguns tijolos. As portas e janelas prendem. A canalização pode romper. Nem sempre é possível garantir o isolamento.	5 – 15
4 Elevado	Envolve um trabalho de reparação intenso, com demolição e substituição de paredes, particularmente sobre os vãos das portas e janelas. As caixilharias das portas e janelas distorcem, e o pavimento inclina-se visivelmente. As paredes inclinam-se ou deformam-se e algumas vigas perdem a capacidade resistente. A canalização rompe.	15 – 25
5 Muito elevado	Exige um trabalho de reparação mais profundo, envolvendo a reconstrução total ou parcial. As vigas perdem a resistência, as paredes inclinam-se bastante exigindo escoramento.	> 25

* **Nota:** A abertura das fendas é apenas um aspecto de acesso à categoria de dano e não deve ser usada como uma medida directa do mesmo.

Assumiram, então, que o aparecimento de fendas é, normalmente, relacionado com a extensão crítica. Num estudo de grande escala em paredes de alvenaria, verificaram que, para um dado material, o início da fendilhação está relacionado com o valor da extensão de tracção média, não sendo este sensível ao tipo de deformação. Burland e Wroth definiram a extensão de tracção crítica como a extensão de tracção média num comprimento de referência de um metro ou mais de comprimento. Observações mais detalhadas levaram à conclusão que o valor da extensão crítica, ε_{crit} , varia tipicamente entre 0.05% e 0.10% para alvenaria. Já no caso de estruturas de betão armado este valor situa-se entre 0.035% e 0.05%.

Burland *et al.* (1977) substituíram a notação de extensão crítica, ε_{crit} , por extensão limite, ε_{lim} , de forma a ter em conta diferentes tipos de materiais e estados limite de utilização.

3.4. CÁLCULO DA EXTENSÃO NOS EDIFÍCIOS

O conceito de extensão limite foi também utilizado por Borcardin e Cording (1989). Após a análise de dezoito casos estudo de edifícios danificados devido a assentamentos, os autores propuseram a correlação apresentada na Tabela 3.2. Estes valores constituem um elo entre a deformação no edificado e as categorias de dano na estrutura, definidas na Tabela 3.1.

Tabela 3.2: Relação entre a categoria do dano e a extensão limite, ε_{lim} (Borcardin e Cording, 1989).

Categoria do dano		Extensão limite $\varepsilon_{lim}(\%)$
0	Irrelevante	0 – 0.05
1	Muito ligeiro	0.05 – 0.075
2	Ligeiro	0.075 – 0.15
3	Médio	0.15 – 0.30
4 a 5	Elevado a muito elevado	> 0.3

3.4.2 Extensão máxima por flexão e por corte

Burland e Wroth (1974) e Burland *et al.* (1977) aplicaram o conceito da extensão limite no estudo do aparecimento de fissuras a um modelo de viga elástica, representativa de um edifício (Figura 3.2a), para relacionar a deformação do edifício e a fendilhação. O modelo proposto pelos autores, ilustrado na Figura 3.2b, consiste numa viga rectangular simples, de largura L , altura H e espessura unitária.

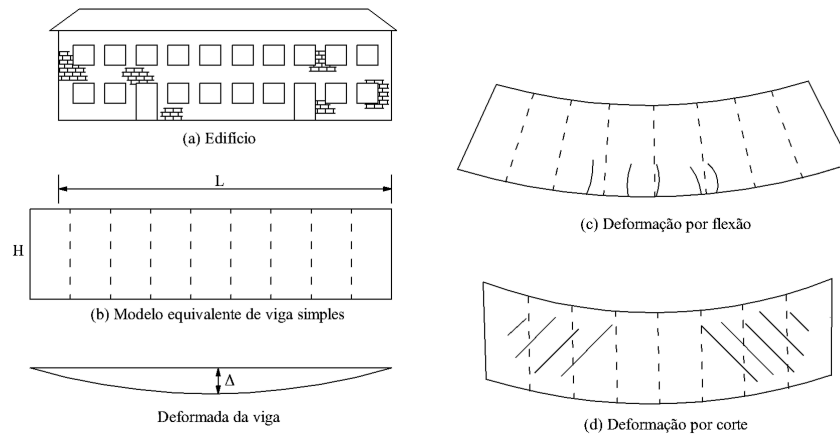


Figura 3.2: Método da viga simples. Fendilhação por flexão e corte (Burland e Wroth, 1974).

Assumindo que é conhecida a deformada do intradorso (Figura 3.2b), o problema consiste em calcular as extensões de tracção máximas na viga. Burland e Wroth referiram que pouco pode ser dito sobre o comportamento da viga sem o conhecimento do modo de deformação. Na Figura 3.2 estão representados dois modos de deformação: deformada por flexão (Figura 3.2c) e deformada por corte (Figura 3.2d). No caso da viga deformar apenas por flexão, a extensão máxima ocorre para a fibra inferior, e é aí que se inicia a fendilhação. Já para a deformada por corte, a fendilhação resulta de

extensões máximas inclinadas a 45° .

Para um dado valor de índice de deflexão, Δ/L , a extensão máxima obtida não depende do tipo de carregamento, sendo os resultados muito semelhantes para um carregamento pontual, centrado a meio vão ou para um carregamento uniformemente distribuído (Burland e Wroth, 1974, Burland *et al.*, 1977, Pires, 2011). Assim, para uma viga com carregamento centrado a meio vão, de intensidade P e sujeita a deformação por flexão e corte, o valor da deflexão total é proposto por Timoshenko (1957) (citado por Burland e Wroth, 1974):

$$\Delta = \frac{PL^3}{48EI} \left(1 + \frac{18IE}{L^2HG} \right) \quad (3.1)$$

onde E é o módulo de Young, G o módulo de corte e I o momento de inércia.

Para uma deformação do tipo côncava¹, isto é, com concavidade voltada para cima (Figura 3.3a), a linha neutra deve estar localizada no centro da secção. No entanto, para uma deformação do tipo convexa² (Figura 3.3b), as fundações oferecem resistência significativa à deformação, sendo mais realista considerar a linha neutra na base da secção da viga. Importa referir que, para o caso da linha neutra situada no centro da secção, apenas interessa analisar o perfil convexo. Já no caso da linha neutra situada na base da secção, apenas interessa estudar o perfil côncavo (Burland e Wroth, 1974).

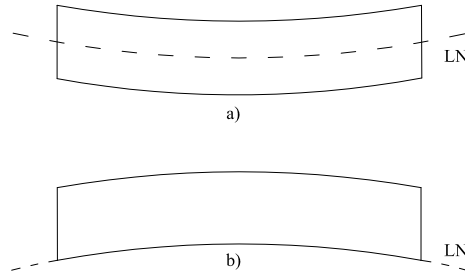


Figura 3.3: Deformação de um edifício: a) côncava; b) convexa.

Burland e Wroth (1974) dividiram a equação 3.1 por $L\varepsilon_{b,max}$ e obtiveram uma relação entre o índice de deflexão, Δ/L , e a extensão máxima de flexão, $\varepsilon_{b,max}$ ³. Para a linha neutra situada no centro da viga e para $M = PL/4$ ⁴, tem-se:

$$\frac{\Delta}{L} = \left(\frac{L}{6H} + \frac{HE}{4LG} \right) \varepsilon_{b,max} \quad (3.2)$$

¹ *Sagging*.

² *Hogging*.

³ A extensão devido à flexão é dada por: $\varepsilon_b = \frac{\sigma}{E} = \frac{M}{EI} y$, onde M representa o momento flector e y a posição da linha neutra. Para a linha neutra no centro da secção: $y = \frac{H}{2}$ e $I = \frac{H^3}{12}$. No caso da linha neutra na base da secção: $y = H$ e $I = \frac{H^3}{3}$.

⁴ Momento máximo devido a uma carga pontual aplicada a meio vão para uma viga simplesmente apoiada.

3.4. CÁLCULO DA EXTENSÃO NOS EDIFÍCIOS

Considerando a linha neutra na base da secção:

$$\frac{\Delta}{L} = \left(\frac{L}{12H} + \frac{HE}{2LG} \right) \varepsilon_{b,max} \quad (3.3)$$

Do mesmo modo, dividindo a equação 3.1 por $L\varepsilon_{d,max}$, obtiveram uma relação entre o índice de deflexão Δ/L e da extensão máxima de corte, $\varepsilon_{d,max}$ ⁵

Para a linha neutra situada no centro da viga e para $V = P/2$ ⁶, tem-se:

$$\frac{\Delta}{L} = \left(\frac{2L^2G}{3H^2E} + 1 \right) \varepsilon_{d,max} \quad (3.4)$$

Considerando, agora, a linha neutra situada na base da secção:

$$\frac{\Delta}{L} = \left(\frac{L^2G}{6H^2E} + 1 \right) \varepsilon_{d,max} \quad (3.5)$$

Nas Figuras 3.4a e 3.4b estão representadas graficamente as equações acima, com $\varepsilon_{lim} = \varepsilon_{max}$. Na primeira figura é também possível observar a solução para uma carga uniformemente distribuída, confirmando que o valor da extensão limite não é sensível ao tipo de carregamento.

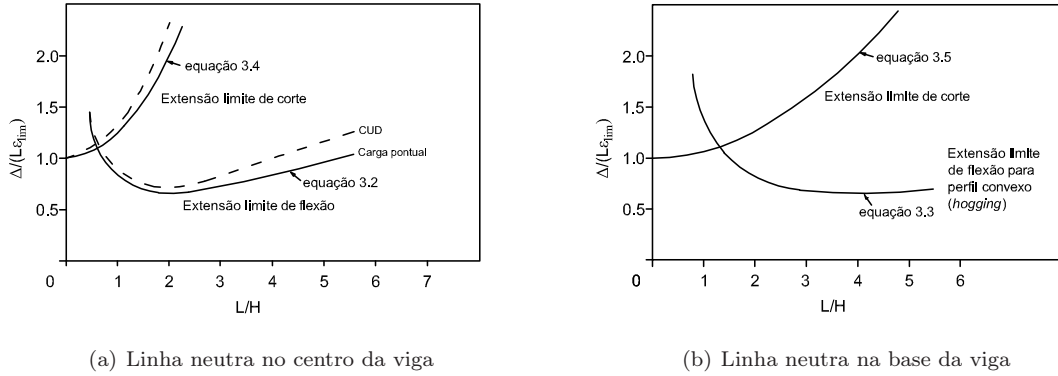


Figura 3.4: Relação entre $\Delta/(L\varepsilon_{lim})$ e L/H para vigas que deformam por corte e flexão (Burland *et al.*, 1977).

A Figura 3.4a e 3.4b pressupõem um material elástico isotrópico em que $E/G = 2(1 + \nu)$, onde ν é o coeficiente de *Poisson*. Assumindo $\nu = 0.3$, tem-se $E/G = 2.6$. Para o caso da linha neutra centrada na secção da viga, conclui-se facilmente que a extensão limite de flexão é mais crítica do que a extensão limite de corte para valores de $L/H > 0.65$. Já para o caso da linha neutra na base da secção, aquele valor é aproximadamente 1.30.

⁵A extensão devido ao corte é dada por: $\varepsilon_d = \frac{VQ}{2GI_e}$, onde V representa o esforço transversal, Q o momento estático e e a respectiva espessura da viga. Para a linha neutra situada no centro da secção: $Q = \frac{H^2}{8}$. No caso da linha neutra na base da secção: $Q = \frac{H^2}{2}$.

⁶Esforço transversal máximo devido a uma carga pontual aplicada a meio vão para uma viga simplesmente apoiada.

3.4.3 A influência da extensão horizontal

Como referido no capítulo 2, o movimento do solo associado à escavação de um túnel provoca, além do perfil de assentamentos verticais, deslocamentos e extensões horizontais (Figura 2.2). Na maioria dos edifícios as fissuras observadas são causadas pelo facto da resistência à tracção dos materiais ser ultrapassada, provocando uma extensão horizontal, ε_h . A importância e influência dessa extensão foi analisada por Boscardin e Cording (1989). Para os autores, para além dos casos onde os edifícios assentam sobre o seu peso próprio ($\varepsilon_{b,max}$ e $\varepsilon_{d,max}$), os movimentos do solo relacionados com a escavação de túneis contemplam uma componente substancial da extensão horizontal.

Desta forma, Boscardin e Cording (1989) introduziram a extensão horizontal no modelo de viga de Burland e Wroth (1974), por uma simples sobreposição de efeitos. Este acréscimo irá resultar num dano da estrutura mais elevado para os mesmos valores do índice de deflexão, Δ/L . A resultante da extensão por flexão é então dada por:

$$\varepsilon_{b,lim} = \varepsilon_{b,max} + \varepsilon_h \quad (3.6)$$

ou seja:

$$\varepsilon_{b,max} = \varepsilon_{b,lim} - \varepsilon_h \quad (3.7)$$

A resultante da extensão de corte resulta da derivação do círculo de *Mohr*:

$$\varepsilon_{d,lim} = \varepsilon_h \frac{1-\nu}{2} + \sqrt{\varepsilon_h^2 \left(\frac{1-\nu}{2} \right)^2 + \varepsilon_{d,max}^2} \quad (3.8)$$

onde ν representa o coeficiente de *Poisson* da viga.

A equação acima pode ser reescrita na forma:

$$\varepsilon_{d,max} = \sqrt{(\varepsilon_{d,lim} - \varepsilon_h)(\varepsilon_h \nu + \varepsilon_{d,lim})} \quad (3.9)$$

Substituindo a equação 3.7 nas equações 3.2 e 3.4 e a equação 3.9 nas equações 3.3 e 3.5, obtêm-se as equações expressas nas Tabelas 3.3 e 3.4 para uma carga pontual, centrada na viga e para a linha neutra situada no centro e na base da secção, respectivamente.

Tabela 3.3: Resumo dos resultados de Δ/L para uma carga pontual, centrada e linha neutra no centro da secção.

	Linha neutra Centro
Flexão	$\Delta/L = \left(\frac{L}{6H} + \frac{HE}{4LG} \right) (\varepsilon_{b,lim} - \varepsilon_h)$
Corte	$\Delta/L = \left(\frac{2L^2G}{3H^2E} + 1 \right) \sqrt{(\varepsilon_{d,lim} - \varepsilon_h)(\varepsilon_h \nu + \varepsilon_{d,lim})}$

3.4. CÁLCULO DA EXTENSÃO NOS EDIFÍCIOS

Tabela 3.4: Resumo dos resultados de Δ/L para uma carga pontual, centrada e linha neutra na base da secção.

	<div> <div> Linha neutra</div> <div>Base</div> </div>
Flexão	$\Delta/L = \left(\frac{L}{12H} + \frac{HE}{2LG} \right) (\varepsilon_{b,lim} - \varepsilon_h)$
Corte	$\Delta/L = \left(\frac{L^2 G}{6H^2 E} + 1 \right) \sqrt{(\varepsilon_{d,lim} - \varepsilon_h)(\varepsilon_h \nu + \varepsilon_{d,lim})}$

A contribuição da parcela da extensão horizontal reflete-se na diminuição da relação de L/H para o qual o corte deixa de ser condicionante. Boscardin e Cording (1989) fixaram os valores de $\varepsilon_h = 0.05\%$ e $\varepsilon_{lim} = 0.075\%$ como um limite de degradação do edifício sujeito no máximo a pequenos danos. Estes valores correspondem a um grau de deformação muito ligeiro (Tabela 3.2). Substituindo estes valores nas equações apresentadas nas Tabelas 3.3 e 3.4, obtêm-se os gráficos da Figura 3.5:

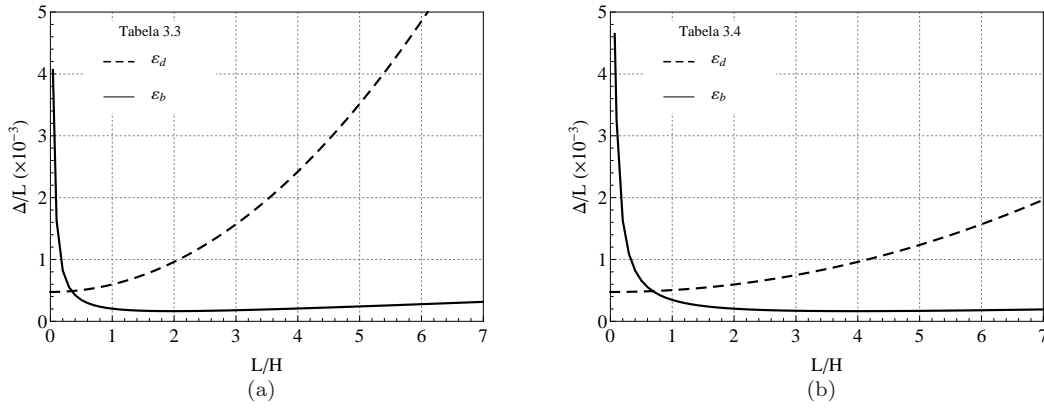


Figura 3.5: Relação entre Δ/L e L/H com $E/G = 2.6$, $\varepsilon_h = 0.05\%$, $\varepsilon_{lim} = 0.075\%$ e: (a) Linha neutra no centro; (b) Linha neutra na base.

Em comparação com os gráficos da Figura 3.4, a relação de L/H para qual o corte deixa de ser condicionante diminui de 0.65 para 0.34, para a linha neutra centrada na secção. No caso da linha neutra na base, o valor de L/H desce de 1.30 para 0.68. Como referido, esta diminuição corresponde à adição da extensão horizontal. No entanto, a relação L/H para qual a deformação por corte deixa de ser condicionante mantém-se igual, isto é, no caso da linha neutra situada na base é necessário um L/H duas vezes superior ao valor correspondente à linha neutra situada no centro da secção.

3.4.4 Avaliação de danos através dos trabalhos de Boscardin e Cording (1989) e de Burland (1995)

Com base nos valores apresentados na Tabela 3.2, Boscardin e Cording (1989) elaboraram um gráfico com curvas que delimitam as diferentes categorias de dano estrutural (Figura 3.6), relacionando, assim, a extensão horizontal, ε_h , e a distorção angular, β . Na obtenção destas curvas, os autores consideraram a linha neutra na base da secção, o carregamento pontual, e as relações $L/H = 1$ e $E/G = 2.6$.

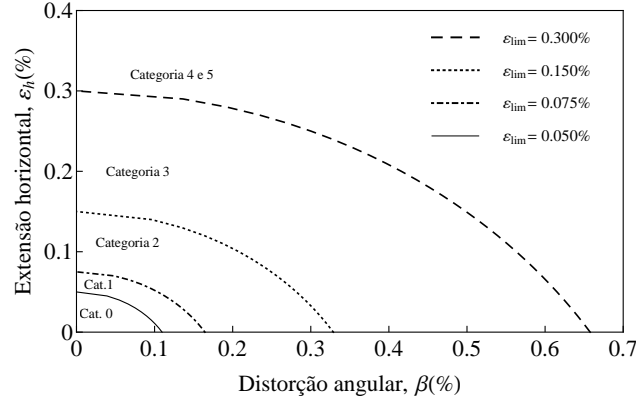


Figura 3.6: Categoria de danos: relação entre ε_h e β para $L/H = 1$, $E/G = 2.6$, carregamento centrado a meio vão e linha neutra na base (Boscardin e Cording, 1989).

Na elaboração do gráfico apenas foi contabilizada a extensão devida ao corte, ε_d . Os autores justificaram este facto por ser o corte a primeira deformação a atingir a estrutura e a condicionar a sua deformação.

Contudo, Burland (1995) referiu a existência de algumas limitações no uso do gráfico e na escolha da distorção angular:

- (a) o gráfico é válido apenas para $L/H = 1$;
- (b) a extensão máxima de flexão, $\varepsilon_{b,max}$, é desprezada;
- (c) a estimativa de β nem sempre é simples;
- (d) assume-se β proporcional a Δ/L , no entanto esta relação é muito sensível à distribuição de cargas.

Na Figura 3.7 está representado um gráfico equivalente, proposto por Burland (1995), que relaciona o índice de deflexão, Δ/L , com a extensão horizontal, ε_h . Na elaboração deste gráfico o autor contabilizou a extensão devida à flexão e as curvas foram traçadas com recurso às equações da Tabela 3.4, considerando as relações $L/H = 1$ e $E/G = 2.6$. É preferível o uso deste gráfico já que a estimativa de β nem sempre é simples e directa, e é contabilizada a deformação por flexão, como referido. No entanto os gráficos são equivalentes já que o parâmetro β é aproximadamente o dobro de Δ/L (Pires, 2011).

Os dois gráficos apresentados permitem classificar o dano associado a uma estrutura e, através da Tabela 3.2, determinar se este é, ou não, aceitável. Os autores justificaram a escolha da linha neutra na base visto ser a posição que melhor traduz o comportamento do edifício (Pires, 2011). No entanto os gráficos de Boscardin e Cording (1989) e Burland (1995) são limitados à relação de $L/H = 1.0$ e $E/G = 2.6$.

3.4. CÁLCULO DA EXTENSÃO NOS EDIFÍCIOS

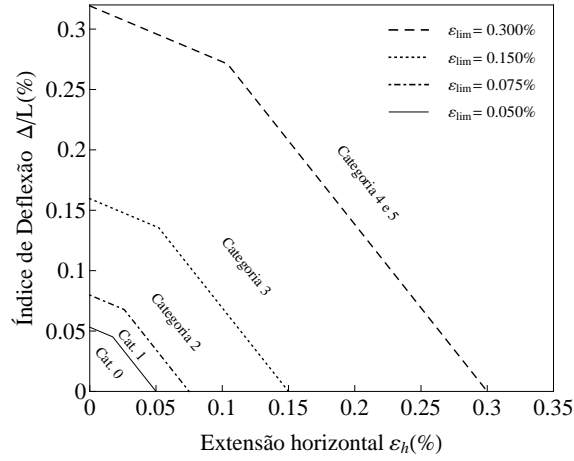


Figura 3.7: Categoria de danos: relação entre Δ/L e ε_h para $L/H = 1$, $E/G = 2.6$, carregamento centrado a meio vão e linha neutra na base (Burland, 1995).

No âmbito deste trabalho, e de modo a incluir diferentes relações de geometria, considerou-se três rácios de L/H de forma a compreender como é afectado o índice de deflexão, Δ/L . Para simular valores de L/H ocorrentes em edifícios, são utilizados os rácios 1/3, 1 e 3 (Pires, 2011).

Apesar da linha neutra situada na base representar o melhor comportamento de um edifício, no Capítulo 5 é analisado um edifício com excentricidade nula relativamente ao eixo do túnel. Isto é, o desenvolvimento L do edifício é, na maioria das análises, localizado somente na zona côncava da curva, e para este tipo de curvatura a linha neutra situada no centro da secção constitui uma solução mais adequada.

Novamente, com recurso às equações expressas na Tabela 3.3, são apresentados na Figura 3.8 os gráficos para as relações de L/H indicadas.

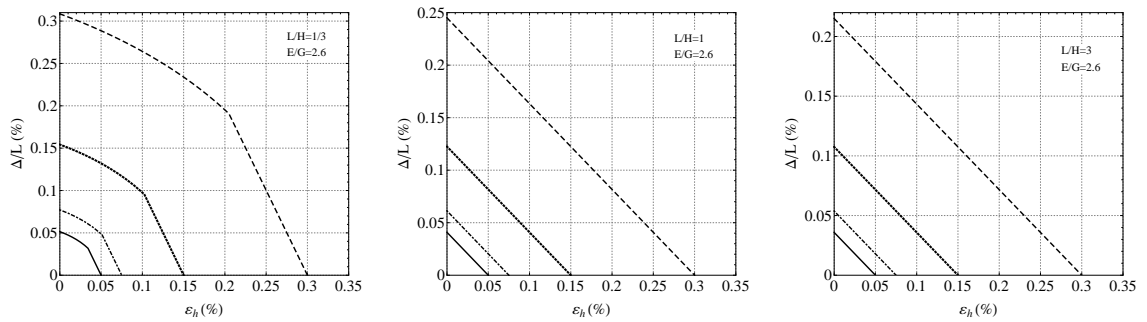


Figura 3.8: Relação entre Δ/L e ε_h com linha neutra no centro e para diferentes valores de L/H (1/3, 1 e 3) e $E/G = 2.6$.

Uma análise aos gráficos permite concluir que com o aumento de L/H é a flexão que tende a controlar a deformação. É também evidente a diminuição de Δ/L com o aumento de L/H .

3.5 Avaliação do risco de dano no edificado

Quando a categoria de dano estimada corresponder ao intervalo de 0 a 2 (isto é, dano irrelevante a ligeiro), considera-se que o edifício apresenta um risco de dano baixo. Na secção 3.3 referiu-se a importância do limiar entre a categoria 2 e 3. O principal objectivo na construção de túneis será restringir o nível de dano dos edifícios abaixo desse limiar (Mair *et al.*, 1996).

Os vários conceitos apresentados nas secções anteriores são agora combinados com o intuito de desenvolver uma análise de risco de danos nos edifícios devido à escavação de túneis. A abordagem descrita de seguida foi utilizada durante o planeamento e construção do prolongamento da linha de metro *Jubilee* em Londres. É comum recorrer a uma análise faseada proposta por Mair *et al.* (1996) para a avaliação do dano no edifício. Consiste em três etapas (Figura 3.9):

1. Análise preliminar

Nesta fase considera-se a situação de campo livre (*greenfield*), isto é, sem considerar a influência dos edifícios localizados à superfície. Pretende-se uma abordagem simples de forma a evitar um grande número de cálculos complexos e desnecessários. Desta forma, Rankin (1988) propôs valores de assentamento máximo, $S_{v,max}$, e rotação máxima, θ_{max} , para as diferentes categorias de risco de dano. Assim, nesta análise preliminar, para valores de θ_{max} inferiores a $1/500$ e $S_{v,max}$ inferiores a 10 mm , o risco de dano é irrelevante ou desprezável. Rankin refere que a análise preliminar envolve o traçado das isolinhas de assentamento na faixa de influência do túnel, eliminando os casos situados dentro do critério descrito, ou seja, que apresentam danos negligenciáveis.

Esta análise revela-se conservadora uma vez que apenas se consideram os movimentos superficiais e não os correspondentes ao plano de fundação dos edifícios, e se despreza a interacção solo-estrutura. Se os valores dos parâmetros indicados excederem os valores máximos, procede-se à análise da segunda etapa.

2. Análise da segunda etapa

Da análise preliminar resulta assim a identificação dos edifícios cuja avaliação explícita de risco se torna necessária. Nesta segunda etapa assume-se que o edifício é representado pelo método da viga equivalente (Burland e Wroth, 1974) e cujas fundações acompanham o perfil de assentamentos descrito pela curva empírica para condições de campo livre (equação 2.4). Para esta situação de campo livre e considerando o perfil de assentamentos sob o edifício calcula-se o índice de deflexão, Δ/L (para a zona convexa e côncava), e a extensão horizontal máxima, ε_h (compressão e tracção). Para a estimativa da extensão horizontal recorre-se à metodologia descrita na subsecção 3.4.3, e posteriormente o valor obtido é utilizado para obter a respectiva categoria de dano através da Tabela 3.2. Atente-se que esta análise é também conservadora, uma vez que não é considerada a rigidez estrutural e que o edifício assume o contorno da bacia de subsidência na situação de campo livre. Na realidade, e como se verá à frente, a rigidez do edifício origina uma redução do índice de deflexão, Δ/L , e da extensão horizontal, ε_h . A categoria de dano obtida nesta análise representa apenas um possível grau de dano, e na maioria dos casos o dano será inferior ao estimado (Mair *et al.*, 1996). Concluída a análise, e caso os edifícios apresentem categoria de risco igual ou superior a 3 (risco moderado), é necessário proceder a uma avaliação detalhada.

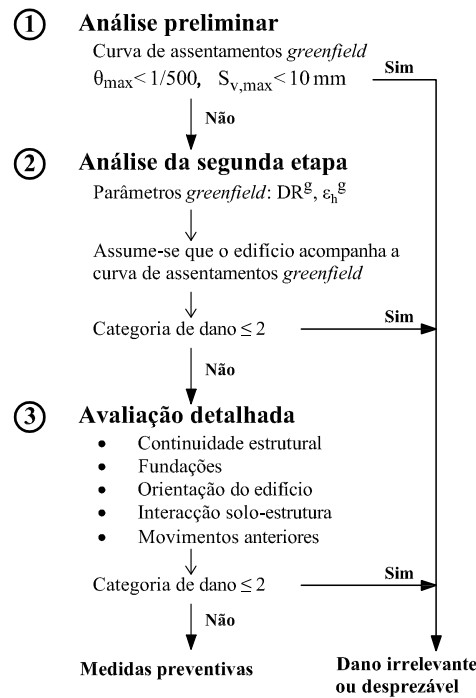


Figura 3.9: Esquematização das 3 fases do método de avaliação do risco de dano (adaptado de Franzius, 2003).

3. Avaliação detalhada

Esta fase consiste num refinamento do cálculo dos parâmetros obtidos na fase anterior. A sequência e o método construtivo devem ser detalhados, incluindo aspectos tridimensionais da construção do túnel. Para Burland (1995), a forma como se procede ao refinamento do cálculo não é linear para todos os casos, pelo que não é possível estabelecer uma metodologia geral que sirva de base aos procedimentos de cálculo a adoptar. Detalhes como a influência da sequência e método de escavação, o tipo de edifício (os edifícios reticulados de betão ou aço são menos susceptíveis à ocorrência de danos do que os edifícios de alvenaria), a orientação do edifício, as fundações e os movimentos que o edifício já experimentou anteriormente, devem ser contabilizados.

No entanto a interação solo-estrutura é o factor mais importante. Os parâmetros calculados na segunda fase, assumindo condições de campo livre, sofrem uma redução significativa quando é considerada a rigidez do edifício. Na Figura 3.10 estão representadas duas curvas de assentamentos, uma estimada sem a presença de estruturas à superfície e outra onde se considera a presença do edifício. Comparando as duas curvas a diferença é notável: a presença do edifício conduz a um perfil bastante mais largo com menores assentamentos, originando índices de deflexão Δ/L e distorções β menores e, consequentemente, danos inferiores aos que se obteriam sem a presença da estrutura na superfície.

Em comparação com as medidas conservadoras adoptadas na segunda fase, a avaliação detalhada

resulta, normalmente, numa categoria de dano menor (Mair *et al.*, 1996). Uma vez realizadas as três fases da avaliação de risco é necessário, em função da categoria obtida, estabelecer eventuais medidas de protecção do edificado. Em princípio, estas medidas são só necessárias para edifícios que apresentam categoria de dano igual ou superior a 3.

Potts e Addenbrooke (1997) propuseram uma metodologia que considera a rigidez do edifício. Modelaram o edifício como uma viga elástica com rigidez representativa do comportamento da estrutura. Com esta simplificação foi possível aos autores realizar um estudo paramétrico extensivo para investigar a influência da rigidez e geometria do edifício. Deste estudo resultou uma metodologia que pode ser incorporada na análise faseada. Na secção seguinte será abordada a influência da rigidez do edifício na curva de assentamentos.

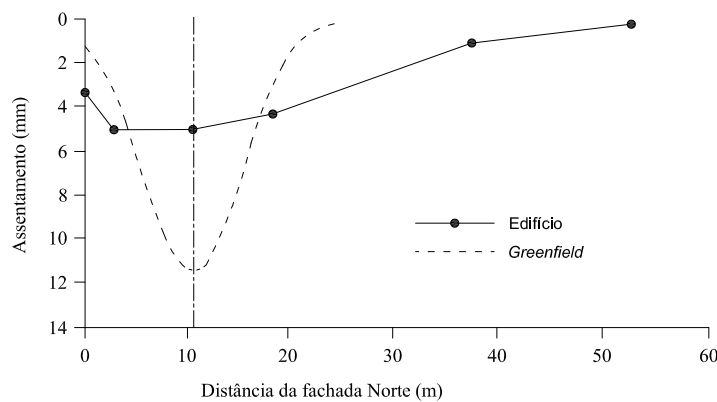


Figura 3.10: Influência da interacção solo-estrutura (Mair e Taylor, 1997).

3.6 Influência da interacção solo-estrutura

O impacto da escavação de túneis nos edifícios urbanos é cada vez mais importante. O problema, por sua vez é interactivo - não só a bacia de assentamentos afecta as estruturas à superfície, como também os próprios edifícios alteram os valores dos assentamentos induzidos pela escavação do túnel. Este problema deve-se, como já foi referido, à rigidez do edifício.

Potts e Addenbrooke (1997) apresentaram um método que trata a influência da rigidez das estruturas à superfície nos assentamentos observados. Realizaram uma série de análises numéricas 2D onde os edifícios eram representados por vigas elásticas, fazendo variar a rigidez, e com o objectivo de identificar as diferenças entre os assentamentos observados, com e sem a presença do edifício à superfície.

Este método baseia-se na obtenção de factores correctivos para os parâmetros de acesso ao dano em condições de campo livre: índice de deflexão, DR^7 , e extensão horizontal, ε_h (Figura 3.11). Estes factores de correcção são função da rigidez relativa axial e da rigidez à flexão entre a estrutura superficial e o terreno, e ainda da posição relativa da estrutura e da profundidade do túnel. A rigidez

⁷O índice de deflexão é agora designado por *DR* (*Deflection Ratio*).

3.6. INFLUÊNCIA DA INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA

relativa à flexão, ρ^* , e rigidez relativa axial, α^* , são definidas como:

$$\rho^* = \frac{EI}{E_s B^4} \quad \alpha^* = \frac{EA}{E_s B} \quad (3.10)$$

onde B corresponde a metade da largura do edifício ($=L/2$), E_s representa o módulo de deformabilidade do solo, definido como o módulo secante para uma extensão de 0,01%, obtido num ensaio triaxial realizado numa amostra a metade da profundidade do eixo do túnel, EI a rigidez à flexão da viga e EA a rigidez axial da viga (onde E representa o módulo de *Young*, A a área da secção e I o momento de inércia).

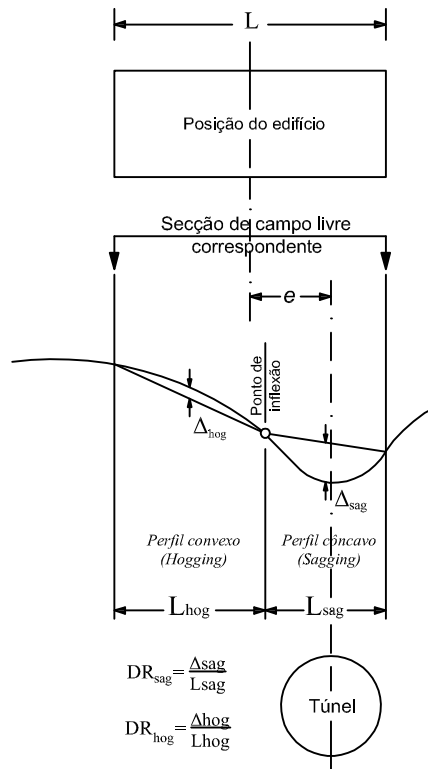
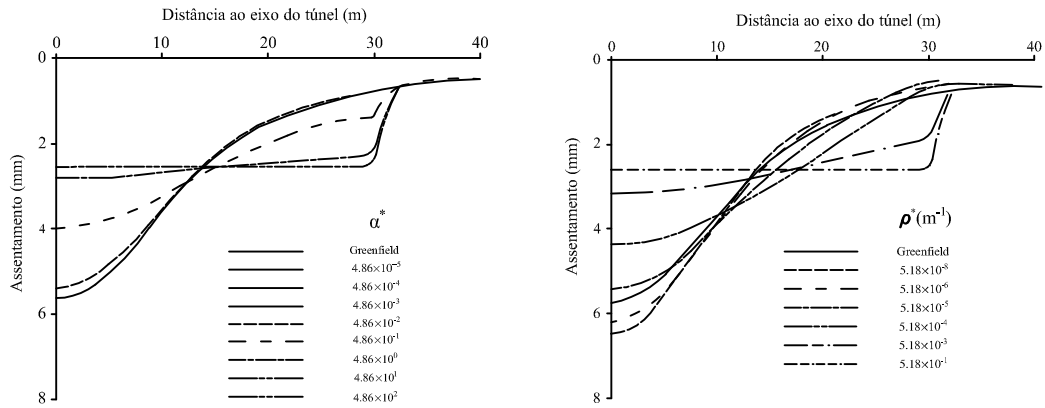


Figura 3.11: Geometria do problema e definição do índice de deflexão (adaptado de Franzius, 2003).

Na Figura 3.12 apresenta-se o resultado do estudo paramétrico de Potts e Addenbrooke (1997). Os autores consideraram uma viga com comprimento de 60 metros e excentricidade nula, e a escavação de um túnel a 20 metros de profundidade. Na Figura 3.12a as curvas de assentamentos observadas foram obtidas para vigas com rigidez à flexão constante, $\rho^* = 0.518$, e rigidez axial variável. É evidente que a alteração da curva de assentamentos é mais pronunciada para valores elevados da rigidez axial. Pelo contrário, na Figura 3.12b a rigidez axial é agora constante, com $\alpha^* = 48.6$, e a rigidez à flexão varia. Também é evidente que, quanto maior a rigidez à flexão, maior a alteração na curva de assentamentos em condições de campo livre. Note-se que no caso da viga ter uma rigidez à flexão muito baixa, os máximos assentamentos observados são ainda maiores do que na análise em condições de campo livre.



(a) Influência da rigidez axial, α^* , para $\rho^* = 0.518$ (b) Influência da rigidez à flexão, ρ^* , para $\alpha^* = 48.6$

Figura 3.12: Curvas de assentamentos (Potts e Addenbrooke, 1997).

Claramente se conclui que tanto a rigidez axial, α^* , como a rigidez à flexão, ρ^* , afectam significativamente as curvas de assentamentos. Baseados nesses estudos numéricos, Potts e Addenbrooke (1997) sugeriram alterações que podem ser incorporadas na segunda fase da análise proposta por Mair *et al.* (1996), esquematizadas na Figura 3.13.

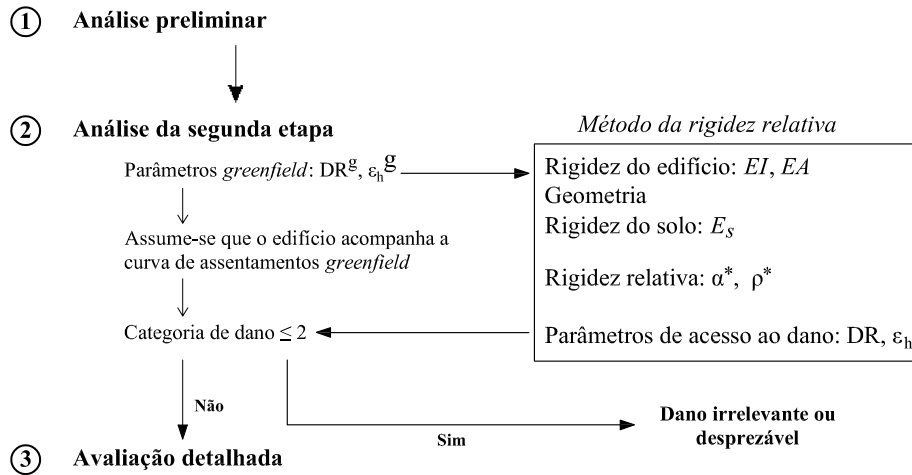


Figura 3.13: Esquematização das 3 fases do método de avaliação do risco de dano com introdução da rigidez relativa (adaptado de Franzius, 2003).

Em primeiro lugar consideram-se apenas os assentamentos verticais e os deslocamentos horizontais, em condições de campo livre. A localização do edifício à superfície é então considerada. Para a região correspondente à secção de campo livre (Figura 3.11), e abaixo do edifício localizado à superfície, os assentamentos verticais e os deslocamentos horizontais são utilizados para obter os correspondentes

3.6. INFLUÊNCIA DA INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA

índices de deflexão, para as zonas côncava e convexa⁸, e a máxima extensão horizontal de compressão e tracção⁹. Estão assim definidos os valores de campo livre (*greenfield*) dos parâmetros de acesso ao dano.

No passo seguinte estima-se a rigidez relativa axial e à flexão, recorrendo à Equação 3.10. Com recurso aos gráficos, representados na Figura 3.14, obtêm-se os factores de correcção para DR e ε_h .

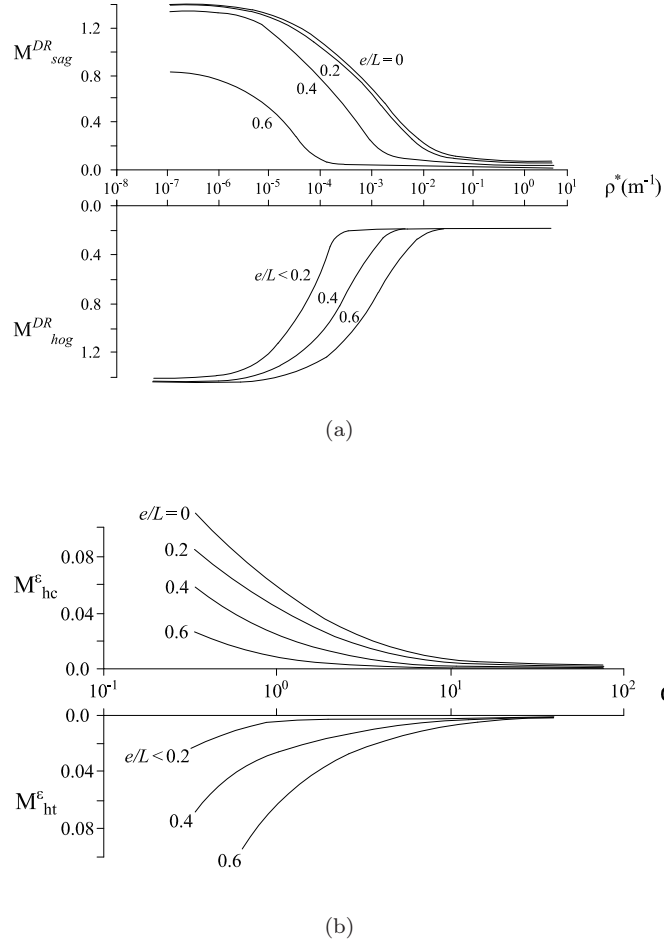


Figura 3.14: Factores de correcção para: (a) índice de deflexão e (b) máxima extensão horizontal (Potts e Addenbrooke, 1997).

Os parâmetros de acesso ao dano podem ser obtidos multiplicando os factores de correcção pelos valores dos parâmetros correspondentes à situação de *greenfield*:

$$DR_{sag} = M^{DR_{sag}} DR_{sag}^g \quad DR_{hog} = M^{DR_{hog}} DR_{hog}^g \quad (3.11)$$

onde DR_{sag}^g e DR_{hog}^g são os índices de deflexão para a porção da curva de assentamentos em condições de campo livre, correspondente à largura L do edifício. Os factores correctivos para as

⁸ DR_{sag}^g e DR_{hog}^g .
⁹ ε_{hc}^g e ε_{ht}^g .

extensões horizontais de compressão e tracção são definidos como:

$$\varepsilon_{hc} = M^{\varepsilon_{hc}} \varepsilon_{hc}^g \quad \varepsilon_{ht} = M^{\varepsilon_{ht}} \varepsilon_{ht}^g \quad (3.12)$$

onde ε_{hc}^g e ε_{ht}^g representam as máximas extensões horizontais de compressão e tracção para a porção da curva de assentamentos em condições *greenfield*, correspondente à largura L do edifício.

Estes parâmetros são usados para aceder à categoria de dano através da Figura 3.7.

Capítulo 4

Formulação do modelo de estados críticos para estados de tensão generalizados

4.1 Introdução

Uma previsão mais adequada das deformações impostas pela construção de um túnel passa necessariamente pela implementação de um modelo que consiga reproduzir, o melhor possível, a resposta deste tipo de obras. Modelar é sinónimo de considerar determinadas hipóteses, ou simplificações, como por exemplo, as relativas às condições de fronteira, à geometria e às equações constitutivas, entre outras.

Neste capítulo é descrita uma formulação do modelo constitutivo *Cam-clay* modificado, no qual são introduzidas alterações da forma da superfície de cedência. São apresentados os parâmetros que definem essa alteração e posteriormente o modelo é aplicado através da simulação de um carregamento edométrico, triaxial, e por fim, para um problema em estado plano de deformação.

4.2 Formulação do modelo de estados críticos com alteração na forma da superfície de cedência

4.2.1 Modelo de estados críticos tradicional

O modelo *Cam-clay* modificado é um modelo elastoplástico incremental. Uma das suas particularidades consiste na sua elasticidade não linear e no comportamento com endurecimento/amolecimento definido pela deformação volumétrica plástica. É expresso em termos de três variáveis: a tensão efectiva média, p' , a tensão deviatórica, q , e o volume específico, v . Os invariantes de tensão p' e q podem ser expressos em função das tensões principais, ou das componentes de tensão:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_{kk}) \quad k = 1, 2, 3 \quad (4.1)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2}} \sqrt{s_{ij}s_{ij}} \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (4.2)$$

onde $s_{ij} = \sigma_{ij} - p'\delta_{ij}$ representa a parte deviatórica do tensor das tensões e em que δ_{ij} é o delta de Kronecker ($\delta_{ij} = 1$ se $i = j$; $\delta_{ij} = 0$ se $i \neq j$).

As variáveis incrementais de deformação associadas a p' e q são o incremento de deformação volumétrica, $d\varepsilon_v$, e o incremento de deformação distorcional, $d\varepsilon_q$. Tem-se, assim:

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_{kk} \quad k = 1, 2, 3 \quad (4.3)$$

$$d\varepsilon_q = \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{de_{ij}de_{ij}} \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (4.4)$$

onde $de_{ij} = d\varepsilon_{ij} - d\varepsilon_v/3\delta_{ij}$ representa a parte distorcional do tensor dos incrementos de deformação. Por sua vez, os principais incrementos de deformação podem ser decompostos numa parcela elástica e plástica:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (4.5)$$

O volume específico, v , é definido como:

$$v = \frac{V}{V_s} \quad (4.6)$$

em que V_s é o volume das partículas sólidas, assumidas incompressíveis, contidas num volume V do solo. A relação incremental entre a deformação volumétrica, ε_v , e o volume específico, v , toma a forma:

$$d\varepsilon_v = -\frac{dv}{v} \quad (4.7)$$

A partir de um volume específico inicial, v_0 , pode-se escrever para incrementos finitos de deformação:

$$v = v_0 e^{-\varepsilon_v} \quad (4.8)$$

onde ε_v é a deformação volumétrica acumulada.

A expressão incremental da lei de *Hooke* pode ser obtida considerando as partes incrementais elásticas, volumétrica e deviatórica dos tensores de deformação. A componente deviatórica, ds_{ij} , e a componente volumétrica, dp' , são, respectivamente:

$$ds_{ij} = 2Gde_{ij}^e \quad (4.9)$$

$$dp' = Kd\varepsilon_v^e \quad (4.10)$$

4.2. FORMULAÇÃO DO MODELO DE ESTADOS CRÍTICOS COM ALTERAÇÃO NA FORMA DA SUPERFÍCIE DE CEDÊNCIA

onde G representa o módulo de distorção, K o módulo de compressibilidade volumétrica e $ds_{ij} = d\sigma_{ij} - dp'\delta_{ij}$.

Na Figura 4.1 estão representadas as linhas de compressão normal e linhas de descarga-recarga para um ensaio de compressão isotrópica. Se, à medida que o valor de p' aumenta, o solo nunca tiver experimentado em ocasião anterior esse valor de p' , então o ponto representativo do estado de tensão corrente move-se ao longo da linha de compressão normal (*LCN*). Esta linha é definida pela equação:

$$v = v_\lambda - \lambda \ln p' \quad (4.11)$$

onde λ é um parâmetro do material e v_λ representa o valor do volume específico correspondente a uma pressão de referência $p' = 1$.

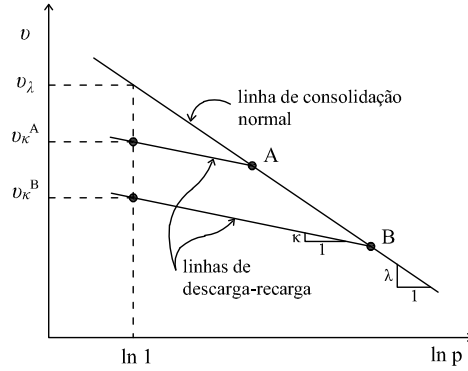


Figura 4.1: Linha de consolidação normal e linhas de expansão para um ensaio de compressão isotrópico.

A linha de compressão normal representa, assim, o conjunto de pontos $(v, \ln(p'))$ de um solo que nunca foi antes sujeito a esse carregamento. Se o valor de p' for reduzido a partir do ponto A (ou B), depois de aumentado até esse valor, obter-se-ão linhas com inclinação κ , representadas na Figura 4.1.

As trajectórias de descarga, que são as mesmas que as trajectórias de recarga enquanto o valor de p' não ultrapassar o máximo valor anteriormente experimentado pelo solo, têm por equação:

$$v = v_\kappa - \kappa \ln p' \quad (4.12)$$

onde κ é uma constante do material e quanto ao valor de v_κ , este depende, para cada uma dessas linhas, do valor de p' onde foi começada a descarga.

As linhas de descarga-recarga são linhas onde o comportamento é considerado elástico, apesar de não linear. A alteração recuperável do volume específico, dv^e , pode ser expressa de forma incremental após a diferenciação da equação anterior:

$$dv^e = -\kappa \frac{dp'}{p'} \quad (4.13)$$

Obtendo-se, após a divisão de ambos os membros por v , e atendendo a que a $-\frac{dv^e}{v}$ corresponde ao incremento de deformação volumétrica elástica:

$$\frac{d\varepsilon_v^e}{dp'} = \frac{vp'}{\kappa} \quad (4.14)$$

Tomando em atenção a equação 4.10, obtém-se o módulo de compressibilidade volumétrica para percursos de descarga-recarga:

$$K = \frac{vp'}{\kappa} \quad (4.15)$$

Uma vez que p' é variável, o valor de K não é constante. Portanto, qualquer percurso sobre a linha de descarga-recarga segue um comportamento elástico, mas de carácter não linear, como já foi referido.

Quanto ao critério de cedência, admite-se que no plano das tensões (p', q) a curva de cedência é elíptica e passa pela origem (Figura 4.2). Para um determinado valor da tensão de consolidação, p'_c , a curva tem a forma:

$$f = \left(\frac{q}{M}\right)^2 + p'(p' - p'_c) = 0 \quad (4.16)$$

onde o parâmetro M , que controla a forma da elipse, representa uma constante material e a tensão de consolidação, p'_c , determina a dimensão da elipse, sendo assim um parâmetro de endurecimento. Quando a função toma valores para $f < 0$ o comportamento é elástico. Já para $f = 0$ verifica-se a cedência e quando $f > 0$ atinge-se uma situação impossível do ponto vista do estado de tensão.

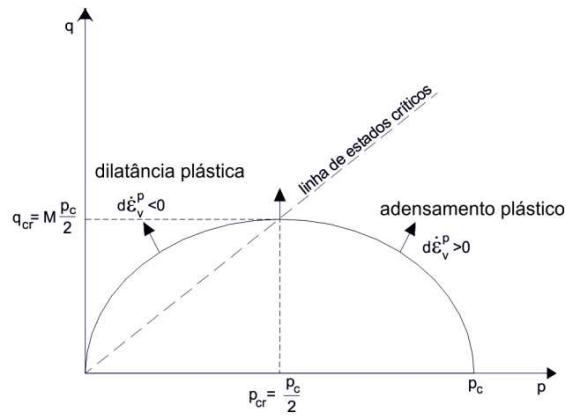


Figura 4.2: Função de cedência do modelo *Cam-Clay* modificado (Vieira, 2006).

No caso do modelo *Cam-clay* modificado assume-se a regra da normalidade e considera-se que a plasticidade é associada, pelo que os incrementos de deformação plástica são normais à superfície de cedência. Quanto à lei de endurecimento, tem-se que a dimensão da curva de cedência depende apenas das variações do estado de compressão isotrópica, ou seja, pela variação da deformação volumétrica plástica, como representado na Figura 4.2.

4.2. FORMULAÇÃO DO MODELO DE ESTADOS CRÍTICOS COM ALTERAÇÃO NA FORMA DA SUPERFÍCIE DE CEDÊNCIA

Para quantificar os incrementos de deformação volumétrica plástica atente-se na Figura 4.3. Se, após uma compressão isotrópica ao longo da *LCN* de valor p'_c , o valor de p' for reduzido, a trajectória é agora ao longo da linha de descarga-recarga, onde se localiza o ponto *C*. Da equação 4.5 facilmente se conclui que o ponto *C* é composto por uma parcela de deformação elástica e plástica, representadas na figura. Atendendo às equações 4.11 e 4.12, o incremento de alteração de volume plástico, dv^p , pode ser escrito como:

$$dv^p = -(\lambda - \kappa) \frac{dp'}{p'} \quad (4.17)$$

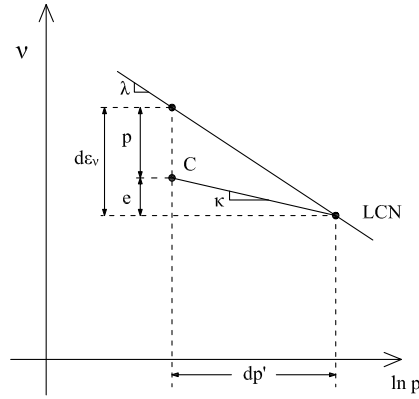


Figura 4.3: Deformação volumétrica plástica correspondente a um incremento de tensão de pré-consolidação.

Após divisão de ambos os membros por v e comparando com a equação 4.5, obtém-se:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{vp'} dp' \quad (4.18)$$

De acordo com a lei de fluxo associada, o mesmo incremento de deformação volumétrica plástica assume a forma:

$$d\varepsilon_v^p = \gamma \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kk}} \right) = \gamma \left(\frac{\partial f}{\partial p'} \right) \quad (4.19)$$

onde γ designa o multiplicador plástico e $\partial f / \partial p'$ representa a componente horizontal do vector deformação plástica. Na Figura 4.2 pode-se distinguir três casos de deformação plástica. Se a componente horizontal da deformação plástica for na direcção positiva do eixo p' , o incremento de deformação plástica é positivo, $\varepsilon_v^p > 0$, e diz-se que o estado de tensão se localiza na zona sub-crítica (dilatância negativa) e há endurecimento (expansão do domínio elástico). Caso contrário, quando $\varepsilon_v^p < 0$, há amolecimento (contração do domínio elástico) e o estado de tensão localiza-se na zona super-crítica. Quando uma trajectória alcança a linha de estados críticos (*LEC*), ou seja, no ponto correspondente a $p'_{cr} = p_c/2$ e $q_{cr} = Mp_c/2$, a componente volumétrica da deformação plástica anula-se, significando que a deformação plástica processa-se sem variação de volume (volume

constante), isto é, deixa de haver endurecimento.

Pela aplicação da condição de consistência assegura-se que o estado de tensão permanece sobre a superfície de cedência durante o carregamento plástico, resultando:

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial p'_c} dp'_c = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} D_{ijkl} \left(d\varepsilon_{kl} - \gamma \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} \right) + \frac{\partial f}{\partial p'_c} \gamma \frac{v}{\lambda - \kappa} p'_c \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kk}} \right) = 0 \quad (4.20)$$

onde D_{ijkl} representa o tensor dos módulos elásticos tangentes.

$$\gamma = \frac{(2p' - p'_c) \left(\frac{vp'}{\kappa} \right) d\varepsilon_v + \frac{6G}{M^2} s_{ij} de_{ij}}{vp'(2p' - p'_c) \left(\frac{p'_c}{\lambda - \kappa} + \frac{2p' - p'_c}{\kappa} \right) + 12 \frac{G}{M^4} q^2} \quad (4.21)$$

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl} \left(d\varepsilon_{kl} - \langle \gamma \rangle \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} \right) = \frac{vp'}{\kappa} [d\varepsilon_v - \langle \gamma \rangle (2p' - p'_c)] \delta_{ij} + 2G \left[de_{ij} - \langle \gamma \rangle \frac{3}{M^2} s_{ij} \right] \quad (4.22)$$

4.2.2 Formulação do modelo de estados críticos com correcção da forma superfície de cedência na zona super-crítica

Em 1997 Maranh propôs a correcção da forma da superfície de cedência do modelo *Cam-clay* modificado. Esta alteração na elipse deve-se ao facto do modelo sobreestimar a resistência do solo na zona super-crítica para o caso de solos argilosos sobreconsolidados. Desta forma, o autor procedeu a uma alteração da forma da superfície de cedência na zona super-crítica, visando uma estimativa mais correcta da resistência do terreno quando submetido a trajectórias de tensão na zona de comportamento dilatante. Através de uma alteração de coordenadas, a superfície de cedência corrigida é agora definida como (Figura 4.4):

$$f(\sigma_{ij}) = (\bar{q} - \bar{p}')^2 + L(\bar{q} - \frac{\bar{p}'_c}{2})\bar{p}' = 0 \quad (4.23)$$

em que $\bar{q} = q/M$, $\bar{p}' = p' + \sigma_t$, $\bar{p}'_c = p'_c + \sigma_t$ e $\sigma_t = c/tg\phi$. Quando $\bar{p}' < \bar{p}'_c$, ou seja, quando o estado de tensão está abaixo da linha de estados críticos, o parâmetro L assume o valor 2, caso contrário é função de μ . Por sua vez, μ é um parâmetro de achatamento que pode variar entre 0 e 1. Se for igual a 1 a superfície de cedência será a mesma que a do modelo *Cam-clay* modificado, e se for 0, então a superfície de cedência na zona super-crítica será igual à própria linha de estados críticos.

A alteração da forma da superfície de cedência inclui também uma translação σ_t , tanto da superfície de cedência como da linha de estados críticos ao longo do eixo p' , que permite a modelação de uma parcela de coesão, assim como uma correcção para outros estados de tensão que não o triaxial (Maranha, 1997).

A Figura 4.4 mostra a zona corrigida da elipse na zona super-crítica. O parâmetro μ é definido como a relação e/c . Impondo que a elipse tenha uma tangente horizontal no ponto C e uma tangente vertical no ponto O , é possível obter a seguinte relação entre L e μ :

$$L = \frac{4\mu}{1 + \mu} \quad (4.24)$$

4.2. FORMULAÇÃO DO MODELO DE ESTADOS CRÍTICOS COM ALTERAÇÃO NA FORMA DA SUPERFÍCIE DE CEDÊNCIA

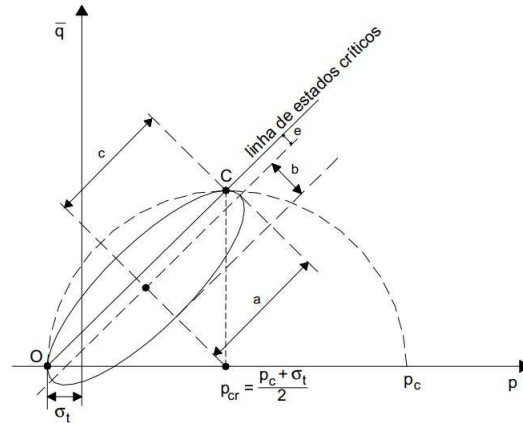


Figura 4.4: Modelo de estados críticos com a superfície corrigida para uma elipse achatada na zona super-crítica (Maranha, 1997).

Na Figura 4.5 estão representadas trajectórias de tensão de três ensaios em solos argilosos com diferentes graus de *OCR*, juntamente com as trajectórias obtidas pelo modelo. Vieira (2006) verificou que, com a correcção da zona super-crítica com $L = 0.27$ (ou $\mu \approx 0.072$), é conseguida uma boa aproximação em termos de resistência para os três ensaios. Pode-se observar na figura que o ensaio 3857tb representa a melhor aproximação. Para o ensaio 3857ta, com um grau *OCR* correspondente ao dobro do valor do ensaio 3857tb, a resistência é ainda ligeiramente sobreestimada. Também para o ensaio 3857tc há uma pequena subestimação da resistência.

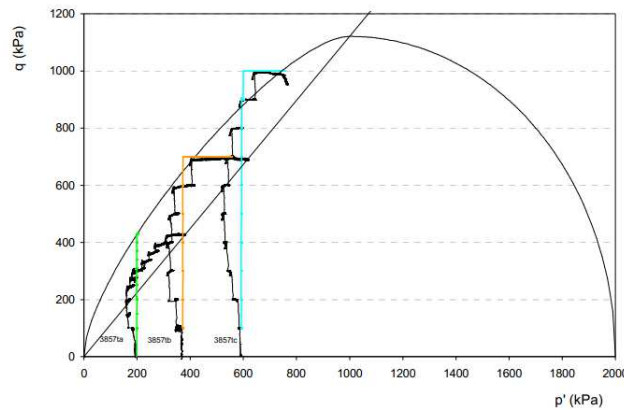


Figura 4.5: Trajectórias de tensão $p' - q$ obtidas em ensaios com recurso ao modelo elasto-plástico (Vieira, 2006).

4.2.3 Extensão para estados tridimensionais

Para estados de tensão com simetria axial ($\sigma_2 = \sigma_3$) a função de cedência é definida por um ângulo de *Lode*, $\theta = \pi/6$ (ver Figura 4.6), e quando intersectada num plano deviatório ($p = \text{constante}$) obtém-se uma circunferência. Para estados de tensão generalizados foi igualmente proposta uma alteração da superfície de cedência, uma vez que os valores da tensão deviatórica são também sobreestimados para a superfície de cedência no plano deviatório, sobretudo quando a trajectória de tensões é de extensão.

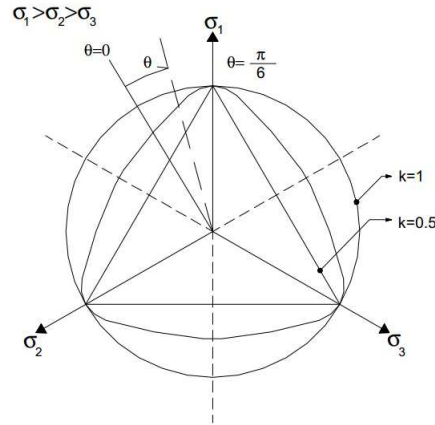


Figura 4.6: Secção de William e Warnke no plano triaxial (Vieira, 2006).

Assim, no espaço tridimensional a função de cedência é expressa como:

$$\bar{q} = \frac{q}{M(\theta)} = \frac{q}{M_c g(\theta)} \quad (4.25)$$

onde M_c é a inclinação da linha de estados críticos num meridiano de compressão ($q = M_c p'$).

Para o caso mais simples, correspondente a $g(\theta) = 1$, a função f descreve um círculo num plano deviatório.

Na formulação estabelecida por William e Warnke (1975), citado por Vieira (2006), esta função descreve um arco elíptico, tal que $g'(\pi/6) = g'(-\pi/6) = 0$, isto é, a linha não tem vértices. Obtém-se assim uma transição suave entre $g(-\pi/6) = k$ e $g(\pi/6) = 1$, onde k é a relação entre o valor da linha de estados críticos num meridiano de extensão e um meridiano de compressão ($k = M_e/M_c$). A dependência de *Lode* é dada por:

$$g(\theta) = \frac{2(1-k^2) \cos\left(\theta + \frac{\pi}{6}\right) + (2k-1) \sqrt{4(1-k^2) \cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{6}\right) + 5k^2 - 4k}}{4(1-k^2) \cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{6}\right) + (2k-1)^2} \quad (4.26)$$

onde o ângulo de *Lode* é definido pela equação:

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left[\frac{9 \det(s)}{2q^3} \right] \quad (4.27)$$

e k é dado pela superfície de rotura de *Mohr-Coulomb*:

$$k = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi} \quad (4.28)$$

A formulação elíptica de William e Warnke é convexa na gama $k = 1/2$ (correspondendo a $\phi = 90^\circ$) a $k = 1$ (quando $\phi = 0$) (Figura 4.6).

No caso do modelo de estados críticos com a superfície corrigida, o gradiente da função de cedência

4.2. FORMULAÇÃO DO MODELO DE ESTADOS CRÍTICOS COM ALTERAÇÃO NA FORMA DA SUPERFÍCIE DE CEDÊNCIA

é agora dado pela fórmula (Maranha, 1997):

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = A s_{ik} s_{kj} + B s_{ij} + C \delta_{ij} \quad (4.29)$$

com:

$$A = -\frac{9g'(\theta)[2(\bar{q} - \bar{p}') + L\bar{p}']}{2M_c g^2(\theta) q^2 \cos(3\theta)} \quad (4.30)$$

$$B = \frac{3}{2}[2(\bar{q} - \bar{p}') + L\bar{p}'] \left[\frac{1}{M_c g(\theta) q} + \frac{27g'(\theta) \det(s_{ij})}{2M_c g^2(\theta) q^4 \cos(3\theta)} \right] \quad (4.31)$$

e

$$C = \frac{1}{3} \left[2(\bar{q} - \bar{p}') + L \left(\bar{q} - \frac{\bar{p}_c'}{2} \right) \right] + \frac{g'(\theta)}{M_c g^2(\theta) \cos(3\theta)} [2(\bar{q} - \bar{p}') + L\bar{p}'] \quad (4.32)$$

Duas situações surgem quando as expressões dadas para o gradiente se tornam singulares. Uma é quando o estado de tensão é isotrópico, isto é, $q = 0$, caso em que A , B e C tomam os seguintes valores:

$$A = B = 0 \quad C = \frac{1}{3} \left[2(\bar{q} - \bar{p}') + L \left(\bar{q} - \frac{\bar{p}_c'}{2} \right) \right] \quad (4.33)$$

A outra situação ocorre quando o estado de tensão está num plano triaxial de compressão ou extensão ($\theta = \pm\pi/6$), casos em que A e C assumem os mesmos valores do que no caso de tensão isotrópica e B é agora dado por:

$$B = \frac{3}{2q M_c g(\theta)} [2(\bar{q} - \bar{p}') + L\bar{p}'] \quad (4.34)$$

Na Figura 4.7 mostra-se um exemplo de superfície de cedência corrigida para os parâmetros indicados (Maranha, 1997).

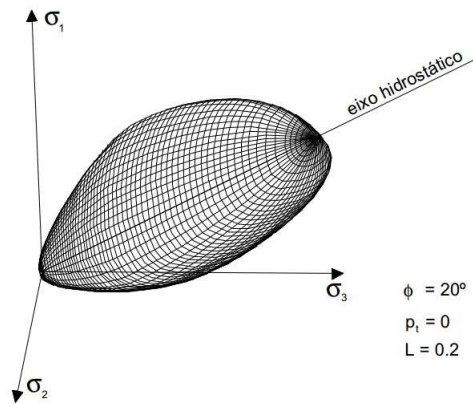


Figura 4.7: Função de cedência do modelo de estados críticos com correcção da elipse na zona super-crítica e dependência do ângulo de Lode (Maranha, 1997).

4.3 Aplicação para estados de tensão com simetria axial

Carregamento edométrico

Numa primeira verificação do software *FLAC* simulou-se um carregamento edométrico controlado por deformação, a uma taxa de deformação vertical constante $\dot{\epsilon}_a = 0.5 \times 10^{-5} s^{-1}$. O elemento solicitado apresenta dimensões unitárias, a base é fixa e as deformações horizontais estão impedidas. Na análise numérica utilizaram-se os seguintes parâmetros do solo argiloso¹ (apresentados no Quadro 5.1): $\gamma = 20 kN/m^3$, $v_0 = 1.62$, $M = 1.05$, $\kappa = 0.024$, $\lambda = 0.122$ e $p'_c = 1300 kPa$. Considerou-se o modelo *Cam-clay* modificado sem alteração da superfície de cedência, ou seja, $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$, fazendo variar o valor do coeficiente de *Poisson*, e um estado de tensão inicial $p' = 200 kPa$.

Na Figura 4.8a apresenta-se o gráfico que relaciona o volume específico, v , e a tensão efectiva média, p' , no decorrer do carregamento. Na Figura 4.8b estão representadas as trajectórias de tensão $p' - q$ para os diferentes valores indicados do coeficiente de *Poisson*, ν , assim como as duas superfícies de cedência.

À compressão edométrica está associada uma componente de compressão isotrópica e uma componente de solicitação de corte. Aumentando o coeficiente de *Poisson*, a componente distorcional vai diminuindo, e para o valor limite de $\nu = 0.5$, é praticamente nula. Isto é, os resultados são muito próximos de um carregamento isotrópico em regime elástico, obtendo-se os mesmos valores de κ , λ e p'_c adoptados. Naturalmente que, quanto maior o coeficiente de *Poisson*, mais difícil se torna a variação do volume de solo e, conseqüentemente, para uma mesma variação do volume, maior será o valor de p' .

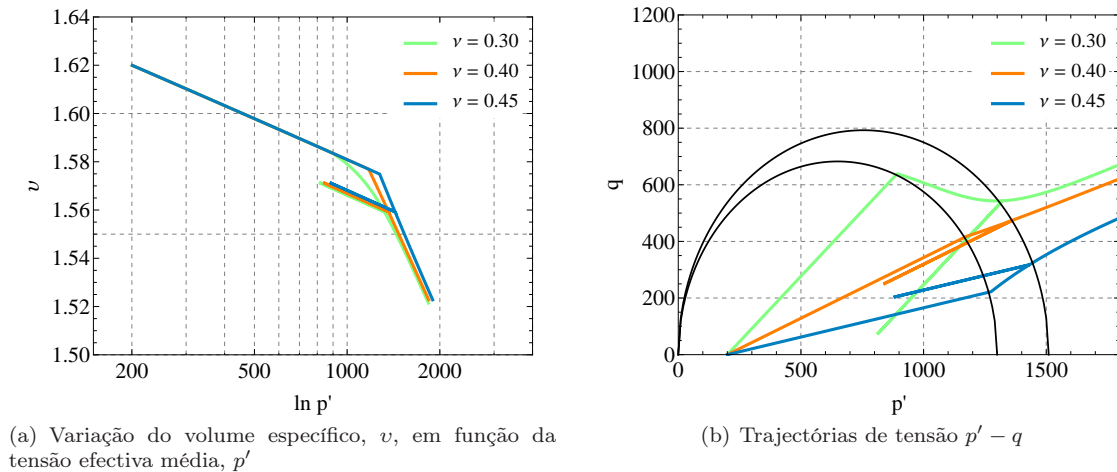


Figura 4.8: Ensaio edométrico para diferentes valores do coeficiente de *Poisson*, ν .

Carregamento triaxial

Como primeira simulação do modelo de estados críticos com a superfície corrigida na zona super-crítica considerou-se um carregamento triaxial não drenado. O carregamento imposto consistiu

¹No presente trabalho, todas as análises numéricas são efectuadas para uma formação argilosa ocorrente em Lisboa: as Argilas dos Prazeres.

4.4. APLICAÇÃO PARA ESTADOS DE TENSÃO SEM SIMETRIAL AXIAL

na aplicação de uma taxa de deformação axial constante de $\dot{\varepsilon}_a = 10^{-5} s^{-1}$ num elemento com dimensões unitárias, simetria axial e em condições não drenadas. Os parâmetros atribuídos ao terreno são idênticos aos utilizados no exemplo anterior.

Note-se que devido ao problema ser caracterizado por condições axissimétricas, ou seja, $\sigma_2 = \sigma_3$ no plano horizontal, significa que o estado de tensão situa-se no plano em que $\theta = \pi/6$. Assim, apenas é possível o estudo da influência da forma da superfície corrigida na zona super-crítica no plano p' - q (Figura 4.6), isto é, do parâmetro de achatamento, μ .

Depois de submetido a um estado de consolidação isotrópica, considerou-se um estado de tensão inicial na zona super-crítica com $p' = 200 kPa$. O carregamento foi imposto para valores do parâmetro de achatamento, μ , entre 0.05 e 1.0. As trajectórias de tensão no plano $p' - q$ estão representadas na Figura 4.9(a), onde se mostra igualmente a superfície de cedência inicial para $\mu = 1$ e a linha de estados críticos. Os resultados da evolução da deformação axial, ε_a , em função da tensão distorcional, q , são mostrados na Figura 4.9(b).

Das duas figuras resulta que o parâmetro de achatamento, μ , altera significativamente as trajectórias de tensão. Para $\mu = 0.05$, o valor da resistência na cedência corresponde a uma diferença de 30% em relação ao valor obtido para $\mu = 1.0$, ou seja, adoptando o modelo *Cam-clay* modificado sem alterações. Uma vez alcançada a superfície de cedência, verifica-se também um aumento da deformação axial, ε_a , com a tensão distorcional, q , e com a diminuição dos valores de μ .

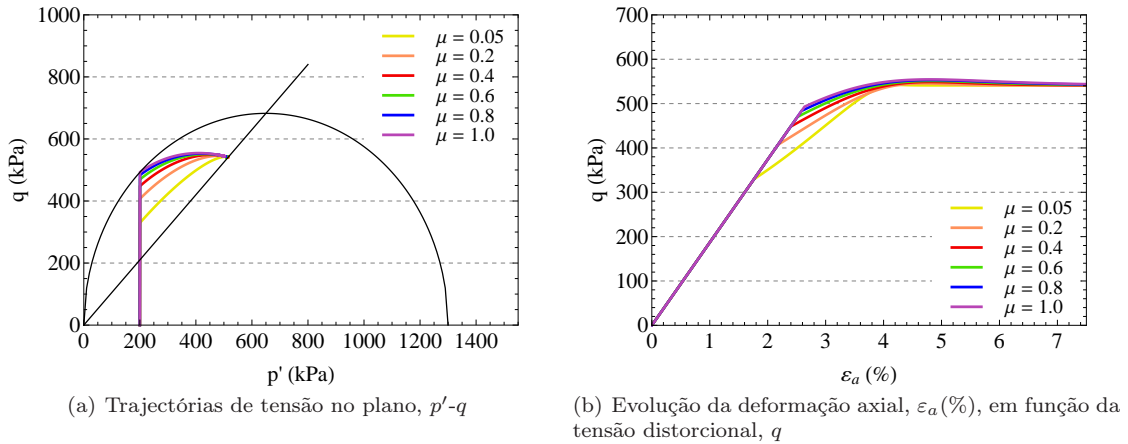


Figura 4.9: Influência do parâmetro de achatamento, μ .

4.4 Aplicação para estados de tensão sem simetria axial

O modelo foi também testado para um carregamento não assimétrico em condições de deformação plana não drenada e para o mesmo solo, com o intuito de analisar a influência da forma da superfície de cedência no plano deviatórico (Figura 4.6). À semelhança do exemplo anterior, aplicou-se uma taxa de deformação axial constante, $\dot{\varepsilon}_a = 10^{-5} s^{-1}$, e fez-se variar o parâmetro k entre 0.55 e 1.0 para $\mu = 0.27$. O estado de tensão inicial corresponde a um estado hidrostático com $p' = 200 kPa$.

Na Figura 4.10(a) estão representadas as trajectórias de tensão no plano p' - q e as respectivas linhas

de estados críticos projectadas no mesmo plano. Inicialmente, a trajectória de tensões corresponde a uma trajectória de corte puro, uma vez que o solo está apenas sujeito a variações da tensão deviatórica, q , sem variação da tensão média efectiva, p' . Como seria de esperar, o valor da resistência à chegada da superfície diminui substancialmente para os menores valores de k . Por exemplo, quando $k = 0.55$ a tensão distorcional toma o valor $q = 267kPa$, e para $k = 1.0$ tem-se $q = 425kPa$. A redução da forma da superfície de cedência no plano deviatórico conduz também a uma diminuição da inclinação da *LEC*, como se pode ver na mesma figura.

A evolução da deformação axial, ε_a , em função da tensão deviatórica, q , é apresentada na Figura 4.10(b). Também neste caso é evidente o aumento significativo da deformação axial com a diminuição do parâmetro k , uma vez atingida a superfície de cedência.

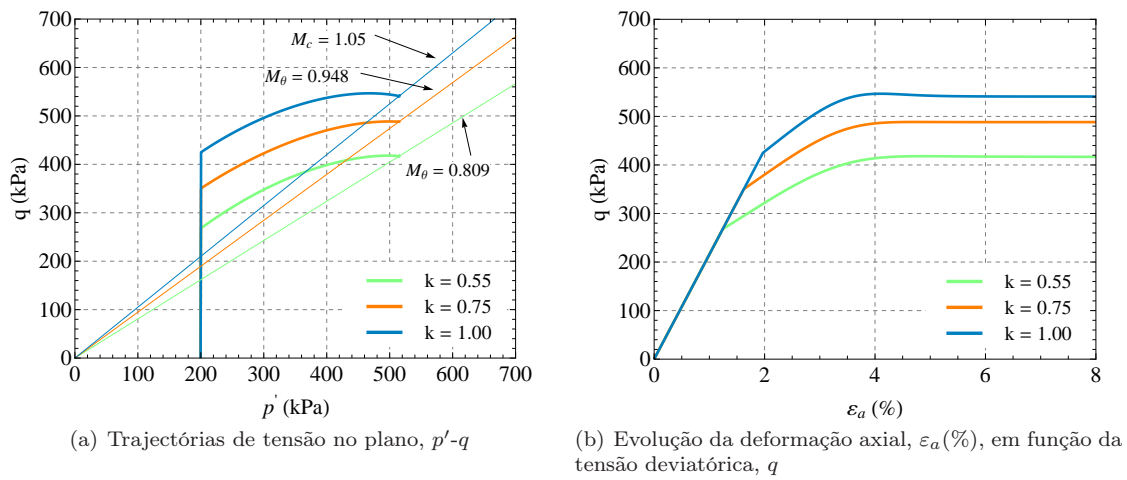


Figura 4.10: Influência de k .

Na Figura 4.11(a) apresenta-se a variação da tensão deviatórica, q , com o ângulo de Lode, θ , e na Figura 4.11(b) a evolução do ângulo θ com a variação da tensão efectiva média, p' . Da primeira figura conclui-se que na fase elástica o estado de tensão para os três casos segue uma trajectória com $\theta = 0$, característica de trajectórias de corte puro. O ângulo θ atingido na rotura é maior para menores valores de k . A forma que as trajectórias adquirem após a cedência está relacionada com o gradiente de deformação plástica no ponto de intersecção entre a superfície de cedência e a trajectória definida por $\theta = 0$. No caso de $k = 1$, a trajectória de tensões é coincidente com $\theta = 0$ devido ao vector de deformação plástica ter direcção radial, não variando no decurso do carregamento.

A Figura 4.11(b) representa o início da plastificação, uma vez que a variação de p' já não é nula. Também nesta figura é possível ver que o valor do ângulo θ aumenta para menores valores de k . Note-se que todas as trajectórias terminam no mesmo plano deviatórico com $p' = 515kPa$, como se pode verificar também na Figura 4.10(a).

A Figura 4.12 mostra a projecção da tensão deviatórica, q , em coordenadas polares segundo o ângulo θ . Quando se inicia a cedência cresce a projecção de q segundo o eixo $q \sin \theta$ para $k = 0.55$ e $k = 0.75$, sendo que para o caso $k = 1$, a componente distorcional da tensão está alinhada com $q \sin \theta = 0$, ou seja, a trajectória não varia e é sempre coincidente com $\theta = 0$.

4.4. APLICAÇÃO PARA ESTADOS DE TENSÃO SEM SIMETRIA AXIAL

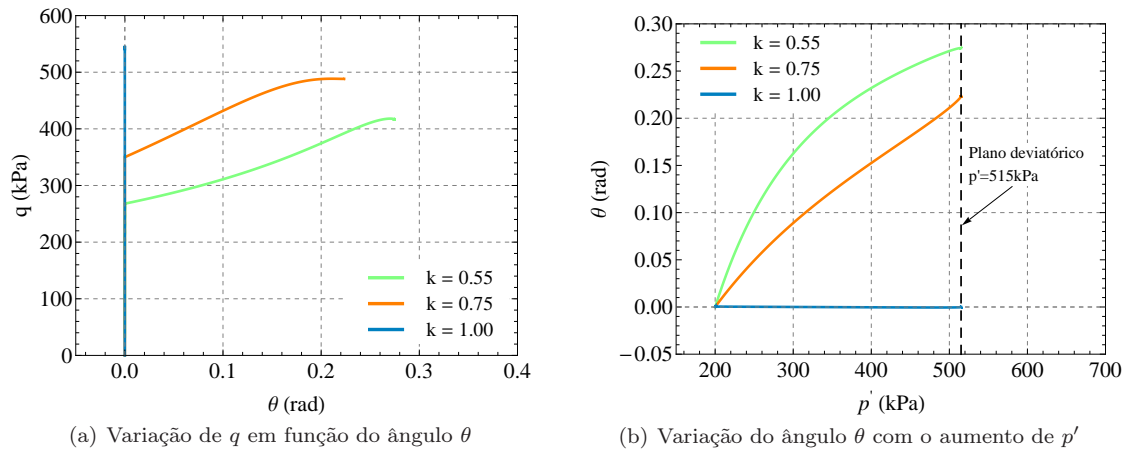


Figura 4.11: Influência do parâmetro k .

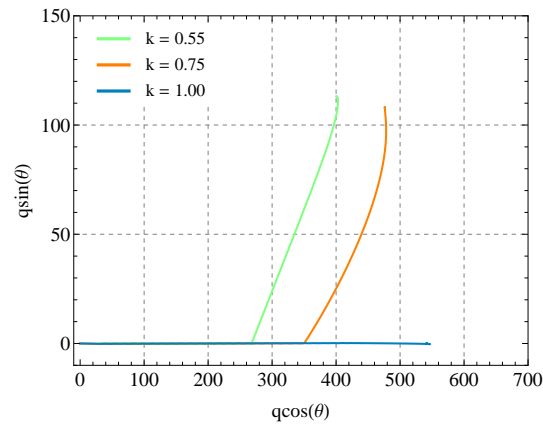


Figura 4.12: Coordenadas polares: variação da tensão deviatória, q .

Capítulo 5

Análises numéricas para avaliação das deformações resultantes da execução de um túnel numa argila de Lisboa. Estimativa dos danos

5.1 Introdução

O modelo detalhado no Capítulo 4 é agora aplicado na modelação numérica da escavação de um túnel superficial. As análises numéricas são efectuadas com recurso ao programa de diferenças finitas, *FLAC* (*ITASCA, 2005*).

Inicialmente é apresentada a geometria do problema e os parâmetros do solo adoptados. As análises são efectuadas considerando uma formação geológica ocorrente em Lisboa: as Argilas dos Prazeres.

Pretende-se, através de análises numéricas, efectuar o estudo da influência da forma da superfície de cedência no comportamento do terreno em torno de um túnel. Assim, fez-se variar os parâmetros relacionados com o modelo constitutivo que controlam a forma da superfície, μ e k , e ainda o coeficiente de desconfinamento, λ , relativo ao método construtivo empregue, e por último, o parâmetro que define as condições iniciais no terreno, o coeficiente de impulso em repouso, K_0 .

Por fim, foi simulada a presença de um edifício através de uma viga e avaliados os danos na estrutura referentes aos resultados das análises numéricas efectuadas. Numa primeira avaliação, os danos foram classificados tendo em consideração somente a geometria do edifício. Posteriormente procedeu-se à avaliação de danos com a introdução da rigidez relativa.

5.2 Condições iniciais

Geometria do problema

Na definição do problema foi gerada uma malha para um túnel com secção circular, 10 metros de diâmetro e altura de recobrimento de 15 metros. A malha é constituída por 63×52 elementos

quadrangulares envolvendo um domínio de 40 metros de altura e 80 metros de desenvolvimento. As malhas foram criadas tendo em conta a necessidade de não gerar elementos demasiado esbeltos (rácio entre largura e altura de cada elemento superior a 5 ou inferior a 1/5) que podem gerar erros numéricos importantes (ITASCA, 2005). Criou-se uma zona de maior discretização em redor da fronteira do túnel, tendo o cuidado de efectuar transições suaves entre diferentes densidades de elementos na malha, por forma a minorar eventuais erros numéricos. O desenvolvimento lateral considerado tem em vista uma boa definição da curva de subsidência. A malha de elementos finitos, antes e após a escavação do túnel, é apresentada na Figura 5.1(a) e 5.1(b), respectivamente.

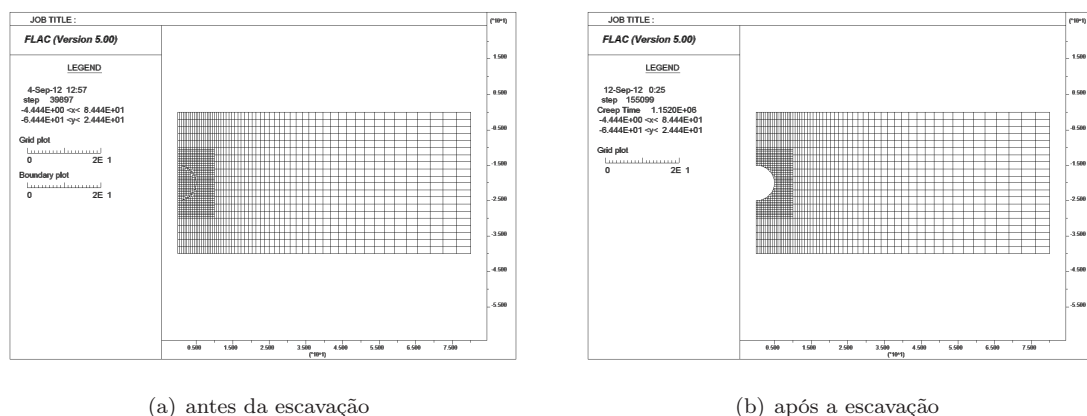


Figura 5.1: Malha de elementos finitos de um túnel com 15 metros de recobrimento.

Condições geológicas/geotécnicas

Como referido, as análises numéricas foram realizadas considerando um tipo de formação argilosa ocorrente na cidade de Lisboa: as Argilas dos Prazeres. Na Figura 5.2, onde se mostra o substrato geológico de Lisboa, pode-se identificar a formação geológica referida através da abreviatura *MI*.

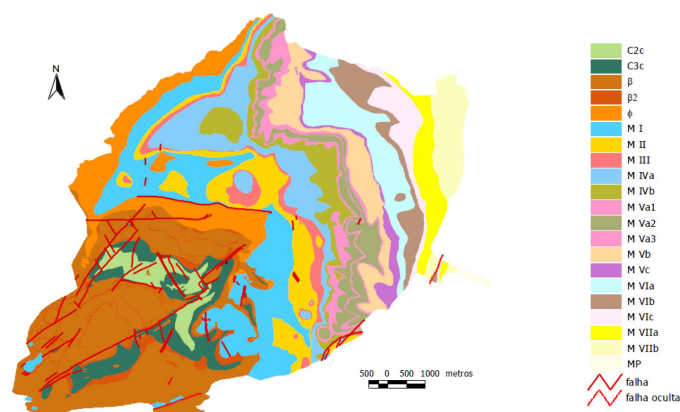


Figura 5.2: Mapa do substrato geológico de Lisboa (Lopes, 2001).

5.2. CONDIÇÕES INICIAIS

Os parâmetros (Tabela 5.1) necessários à calibração do modelo, na sua forma não modificada, foram obtidos através de ensaios edométricos disponíveis na bibliografia (Marques, 1998). Este solo pertence ao Miocénico inferior e é considerado um solo duro a rijo com grau de sobreconsolidação (OCR) superior a 5.

Tabela 5.1: Parâmetros do modelo.

Argilas dos Prazeres	
$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	20
M	1.05
v_0	1.62
κ	0.024
λ	0.122
p'_c	1300

Estado de tensão inicial

Estabeleceu-se o estado de tensão inicial por aplicação do peso próprio e fixação do coeficiente de impulso em repouso, K_0 . O nível freático situa-se à cota zero, isto é, à superfície do terreno. Na Figura 5.3 é possível observar a variação da tensão efectiva vertical em profundidade.

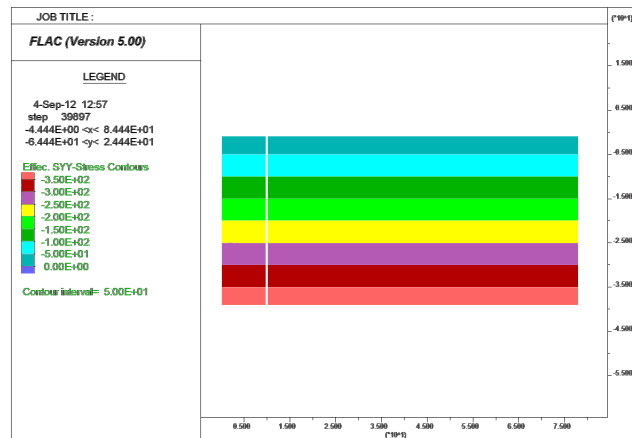


Figura 5.3: Variação da tensão efectiva vertical em profundidade (kPa).

Fases de cálculo

A sequência de construção do túnel foi simulada através do método da convergência-confinamento (subsecção 2.3.1). A malha criada incorpora a abertura correspondente à secção do túnel, sendo que na fronteira do mesmo é aplicado o estado de tensão equivalente do maciço em repouso. De forma a simular a escavação pelo método *NATM*, as tensões aplicadas na fronteira do túnel são reduzidas até ao

nível equivalente ao grau de desconfinamento, λ . A fase seguinte compreende a colocação da estrutura de suporte e subsequente alívio do restante nível de tensões resultantes do processo de escavação.

O modelo escolhido para a estrutura de suporte a ser aplicada pelo programa é específico para a reprodução do comportamento de suportes provisórios de betão projectado com comportamento elástico e linear, adoptando as seguintes características: $E = 10GPa$, $\nu = 0,2$ e espessura de $20cm$.

A simulação da construção do túnel envolve o seguinte faseamento construtivo:

Fase 0 – Estabelecimento do estado de tensão inicial introduzindo o peso volumico do solo, γ , o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , e o nível freático à superfície;

Fase 1 – Alívio das tensões resultantes da escavação por aplicação do coeficiente de desconfinamento, λ ;

Fase 2 – Colocação do revestimento com betão projectado e libertação das restantes tensões resultantes da escavação.

Programa de análises numéricas

Consideram-se, neste estudo, 90 situações de cálculo conforme esquematizado na Tabela 5.2. As séries *SI*, *SII* e *SIII* correspondem aos casos em que se fixou o coeficiente de desconfinamento com o valor $\lambda = 0,5$, fazendo-se variar o estado de tensão inicial para $K_0 = 0,8, 1,0$ e $1,2$. Para $\lambda = 0,6$, as séries com $K_0 = 0,8, 1,0$ e $1,2$ são identificadas por *SIV*, *SV* e *SVI*, respectivamente. Para cada série fez-se variar o parâmetro que controla a forma da superfície de cedência do plano deviatório, k , e o parâmetro de achatamento, μ , que define a geometria da superfície de cedência na zona super-crítica.

Tabela 5.2: Matriz de situações de cálculo.

Situação de cálculo	λ	K_0	k^1	μ^2
<i>SI</i>	0.5	0.8	0.55, 0.75, 1.0	0.05, 0.07, 0.10, 0.50, 1.0
<i>SII</i>		1.0		
<i>SIII</i>		1.2		
<i>SIV</i>	0.6	0.8	0.55, 0.75, 1.0	0.05, 0.07, 0.10, 0.50, 1.0
<i>SV</i>		1.0		
<i>SVI</i>		1.2		

¹ Para distinção das situações de cálculo com diferentes valores de κ serão adicionados à situação de cálculo os índices 1, 2 e 3, respectivamente para $k = 0.55, 0.75$ e 1.0 .

² Para distinção das situações de cálculo com diferentes valores de μ serão adicionados à situação de cálculo os índices *a*, *b*, *c*, *d* e *e*, respectivamente para $\mu = 0.05, 0.07, 0.10, 0.50$ e 1.0 .

5.3 Análises numéricas em estado plano de deformação

5.3.1 Modelo *Cam-clay* tradicional

Deformações à superfície

Quando os parâmetros que influenciam a forma da superfície de cedência tomam os valores $\mu = 1.0$

e $k = 1.0$, a superfície tem a forma de uma elipse, e no plano tridimensional a função de cedência descreve um círculo no plano deviatório, o que significa que o modelo *Cam-clay* apresenta a sua forma tradicional sem alterações.

Nesta subsecção é analisada a influência do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , e do parâmetro que define o comprimento de túnel não revestido, λ . Estas 6 situações de cálculo correspondem aos casos de referência com o objectivo de compará-los com as restantes análises numéricas, em que a superfície de cedência apresenta alterações na sua geometria, ou seja, μ e k tomam valores diferentes de 1.0.

Nas Figuras 5.4 e 5.5 mostra-se o desenvolvimento dos assentamentos verticais à superfície para os três coeficientes de impulso em repouso (0.8, 1.0 e 1.2) e para os dois coeficientes de desconfinamento (0.5 e 0.6). Nas Figuras 5.6 e 5.7 mostram-se as respectivas extensões horizontais e na Tabela 5.3 apresentam-se uma série de resultados associados a estas análises numéricas.

No que se refere aos assentamentos verticais obtidos nas análises numéricas, verifica-se que para o caso em que $\lambda = 0.6$ os valores são significativamente mais elevados. A isto deve-se o facto que, para maiores coeficientes de desconfinamento, são permitidas mais deformações ao maciço envolvente uma vez que o tempo entre a escavação e a colocação do revestimento é superior. Por exemplo, no caso em que $K_0 = 0.8$ a diferença entre os assentamentos máximos no eixo do túnel, $S_{v,max}$, é cerca de 28%. Assentamentos elevados são, por sua vez, sinónimos de maior perturbação no solo, traduzindo-se num aumento do volume de subsidência, V_S , ou volume de solo perdido, V_L (Tabela 5.3).

Também o coeficiente de impulso de repouso, K_0 , tem um impacto importante no comportamento das curvas de subsidência. Com o aumento de K_0 observa-se uma diminuição dos assentamentos. O estado de tensão inicial determina a deformação da secção do túnel, sendo que para K_0 superior a 1 o túnel apresenta uma secção ovalizada resultante das tensões horizontais mais elevadas.

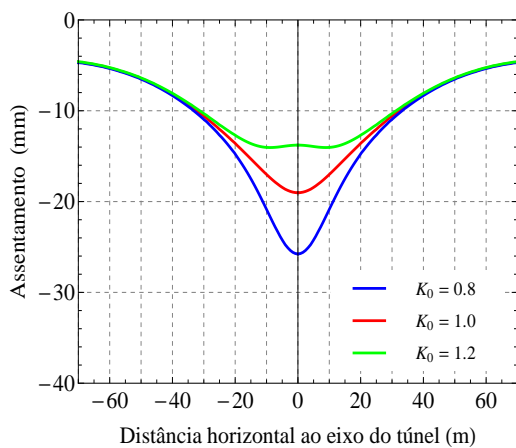


Figura 5.4: Curvas de subsidência: Influência de K_0 , para $\lambda = 0.5$, $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$.

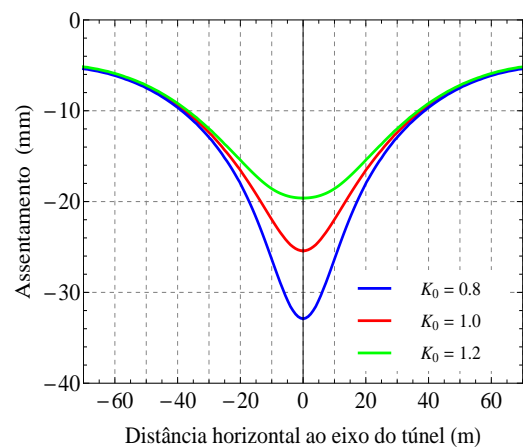


Figura 5.5: Curvas de subsidência: Influência de K_0 , para $\lambda = 0.6$, $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$.

A largura da bacia de subsidência, caracterizada pela abscissa do ponto de inflexão, i , foi determinada recorrendo às curvas de extensão horizontal das Figuras 5.6 e 5.7, e corresponde à situação em que $\varepsilon_h = 0$, ou ainda, à abscissa que separa as extensões de compressão (valor negativo) das extensões de tracção (valor positivo). Na curva de subsidência este parâmetro corresponde à separação de dois tipos de concavidades. Quando $-i < x < i$, a curva diz-se côncava (*sagging*). Pelo contrário quando $x > i$ ou $x < -i$, a curva é convexa (*hogging*). Uma observação detalhada indica um aumento deste parâmetro com o aumento de K_0 (Tabela 5.3), obtendo-se bacias de subsidências substancialmente mais largas e com menor assentamento. Comparando os valores de i para cada valor de λ , conclui-se que o valor não varia muito. Quando $\lambda = 0.6$ os valores de i são ligeiramente menores, sendo maior a diferença para $K_0 = 1.2$.

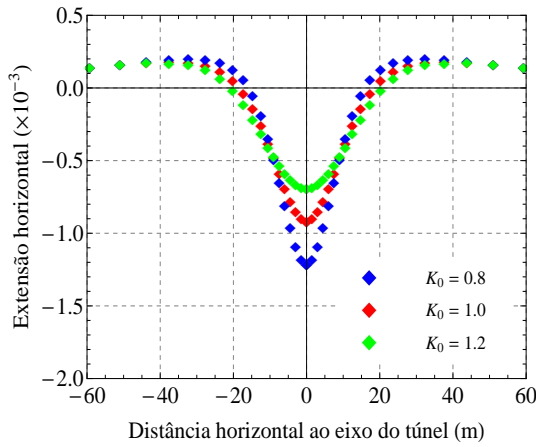


Figura 5.6: Extensão horizontal: Influência de K_0 , para $\lambda = 0.5$, $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$.

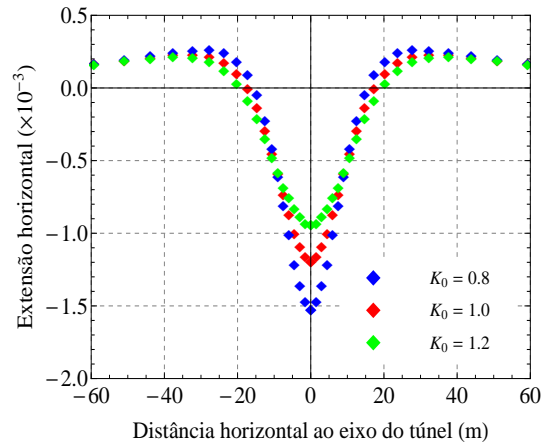


Figura 5.7: Extensão horizontal: Influência de K_0 , para $\lambda = 0.6$, $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$.

Tabela 5.3: Resumo das análises numéricas: curvas de subsidência e extensão horizontal para valores de λ e K_0 , considerando o modelo *Cam-clay* sem alteração da superfície de cedência ($k = 1.0$; $\mu = 1.0$).

Situação de cálculo		$S_{v,max}$ (mm)	i (m)	V_S (m^3/m)	V_L (%)	ε_{hc} (%)	ε_{ht} (%)
λ	K_0						
0.5	0.8	25.8	15.68	0.87	1.10	0.121	0.020
	1.0	19.0	18.40	0.78	0.99	0.092	0.018
	1.2	13.8	20.74	0.70	0.89	0.069	0.018
0.6	0.8	32.9	15.43	1.05	1.34	0.152	0.027
	1.0	25.4	17.41	0.94	1.20	0.119	0.023
	1.2	19.6	19.36	0.86	1.09	0.094	0.022

Na subsecção 2.2.4 abordou-se a importância do parâmetro i e descreveram-se diferentes soluções na bibliografia que permitem a sua estimativa. No geral, as expressões empíricas apresentadas dão origem a valores de i inferiores aos obtidos nas análises numéricas. Por exemplo, a solução dada por O'Reilly e New (1982), com $K = 0.5$, conduz a um valor de i igual a 10^1 . Se se tiver em conta a expressão empírica de *Gauss* (equação 2.4) obtêm-se assentamentos superiores considerando $i = 10$

¹ $i = Kz_0 = 0.5 \times 20 = 10$

e o valor de V_L definido na Tabela 5.3. Portanto, a expressão empírica de *Gauss* conduz, neste caso, a bacias de subsidência mais estreitas e profundas, o que implicaria uma sobreestimação do dano associado. Esta tendência foi já notada por vários autores como referido em 2.3.2.

As extensões horizontais observadas nas Figuras 5.6 e 5.7 apresentam maiores valores, tanto em compressão como em tracção, para o maior valor do coeficiente de desconfinamento, λ , e aumentam também com o decréscimo do coeficiente de impulso em repouso, K_0 . Observando a Tabela 5.3 pode-se verificar que os valores de extensão em compressão são aproximadamente cinco vezes superiores à extensão horizontal de tracção.

O volume de subsidência, V_S , foi determinado através da integração da curva de subsidência com recurso ao programa *Mathematica 8*. Uma vez que as análises numéricas são conduzidas em condições não drenadas, é possível considerar, a curto prazo, que o volume de solo perdido, V_L , coincide com o volume de subsidência, V_S . Assim, com recurso à equação 2.3 calculou-se V_L .

Na Figura 5.8 está representado o valor da tensão de consolidação, p'_c , em redor da abertura do túnel. Neste caso o estado de tensão não atingiu a superfície de cedência, permanecendo no domínio elástico e consequentemente o valor de p'_c não se altera. Esta ausência de plastificações reforça o facto do modelo *Cam-clay* modificado sobreestimar a resistência de solos argilosos sobreconsolidados.

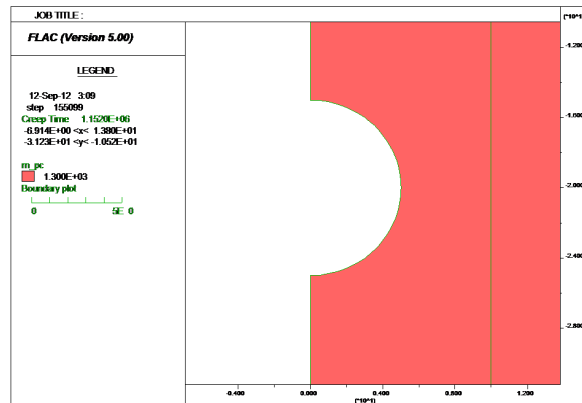


Figura 5.8: Zonas de plastificação para o modelo *Cam-clay* modificado para os 6 casos base, com $\lambda = 0.5, 0.6$ e $K_0 = 0.8, 1.0, 1.2$.

Assentamento em profundidade

Comparando agora as curvas de assentamento em profundidade, representadas nas Figuras 5.9 e 5.10, conclui-se que qualitativamente são muito semelhantes para o mesmo λ . Quantitativamente, verifica-se através da Tabela 5.4 que a maior diferença entre o assentamento máximo à superfície, $S_{v,max}$, e o assentamento máximo no coroamento, $S_{v,max,C}$, é também neste caso para o menor valor de K_0 . Esta diferença aumenta ligeiramente quando o parâmetro λ é igual a 0.6. A relação entre os dois assentamentos indica um aumento para todos os casos analisados, do simples para o triplo, aproximadamente.

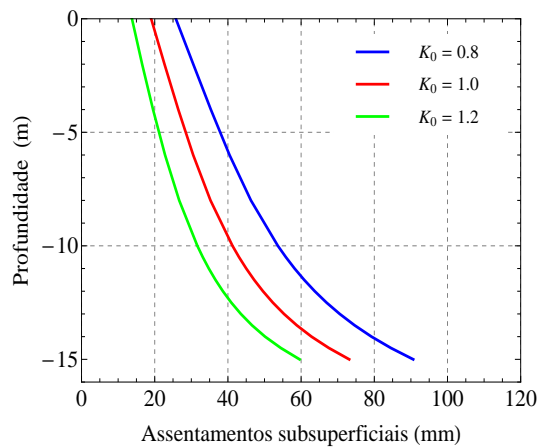


Figura 5.9: Assentamentos máximos em profundidade sobre o eixo do túnel: Influência do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , para $\lambda = 0.5$, $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$.

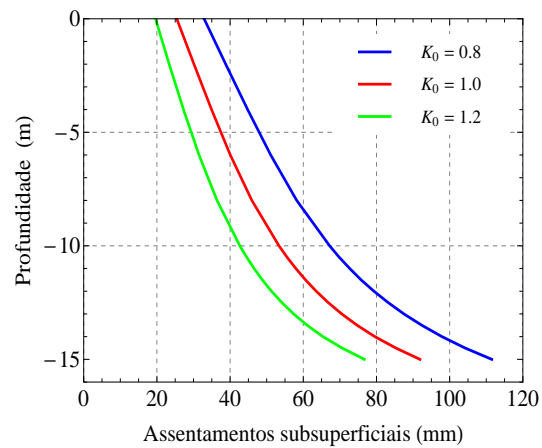


Figura 5.10: Assentamentos máximos em profundidade sobre o eixo do túnel: Influência do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , para $\lambda = 0.6$, $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$.

Tabela 5.4: Comparação entre os assentamentos máximos à superfície e no coroamento, para diferentes valores de λ e K_0 e, considerando o modelo *Cam-clay* sem alteração da superfície de cedência ($k = 1.0$; $\mu = 1.0$).

Situação de cálculo		$S_{v,max}$ (mm)	$S_{v,max,C}$ (mm)	Relação
λ	K_0			
0.5	0.8	25.8	90.6	3.52
	1.0	19.0	73.1	2.81
	1.2	13.8	59.6	2.58
0.6	0.8	32.9	111.5	3.80
	1.0	25.4	91.9	3.32
	1.2	19.6	76.7	2.99

5.3.2 Correção da forma da superfície de cedência na zona super-crítica

5.3.2.1 Influência do parâmetro de achatamento, μ

Deformações à superfície

Pretende-se agora o estudo da influência do parâmetro que define a forma da superfície de cedência na zona super-crítica, μ , na deformação do terreno envolvente ao túnel. Neste caso a superfície de cedência no plano deviatórico é ainda definida por $k = 1$, o que permite somente a análise do parâmetro μ . As análises foram efectuadas para 5 valores distintos do parâmetro²: $\mu = 0.05, 0.07, 0.10, 0.50$ e 1.0 . Atente-se que o limite superior de μ corresponde a um dos casos base analisados na subsecção 5.3.1. As análises numéricas foram também efectuadas para $\lambda = 0.5, 0.6$ e $K_0 = 0.8, 1.0, 1.2$.

²Não é possível considerar $\mu = 0$ uma vez que a superfície de cedência na zona super-crítica seria definida por uma recta.

Nas Figuras 5.12 e 5.13 ilustram-se os resultados obtidos para a curva de assentamentos e extensões horizontais à superfície, respectivamente.

É possível verificar que nestas análises a influência de μ não é significativa, sobretudo para os menores valores de λ e maiores valores de K_0 . À semelhança da subsecção anterior, a maior diferença corresponde ao caso em que $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8^3$, onde se verificam as maiores plastificações e consequente amolecimento da parede elástica. Na Figura 5.11 está representada a zona de plastificação em redor da abertura do túnel para o caso com $\mu = 0.10$, $k = 1.0$, $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8$, que corresponde à análise mais gravosa para esta série. Como seria de esperar ocorrem mais plastificações no hastead do túnel, onde a tensão de consolidação, p'_c , chega a alcançar valores de $900kPa$.

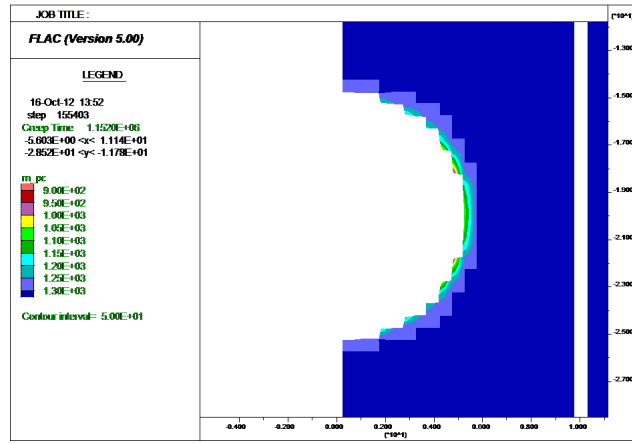


Figura 5.11: Zonas de plastificação em redor da abertura do túnel para a análise numérica com: $\mu = 0.10$, $k = 1.0$, $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8$.

Uma diminuição de μ conduz a maiores assentamentos superficiais, $S_{v,max}$, embora, como referido, a diferença seja pouco significativa. Também para as extensões horizontais, ε_h , verifica-se um aumento tanto em compressão como em tracção para os menores valores de μ . Relativamente a estas curvas, conclui-se que uma diminuição de μ origina uma ligeira translação da curva para a esquerda, ou seja, os valores da abcissa do ponto de inflexão, i , sofrem também uma pequena redução.

Assentamentos em profundidade

Analisando as curvas dos assentamentos em profundidade para os diferentes valores de μ (Figura 5.14), estas apresentam, qualitativamente, o mesmo comportamento. No entanto, a diferença observada entre o assentamento máximo à superfície, $S_{v,max}$, e o assentamento máximo no coroamento, $S_{v,max,C}$, é mais expressiva quando se adoptam valores mais elevados de λ e menores valores de K_0 , o que será também resultado da maior extensão de plastificação em torno do túnel.

³Nesta série não foram obtidas convergências para os casos $\mu = 0.05$ e 0.07 .

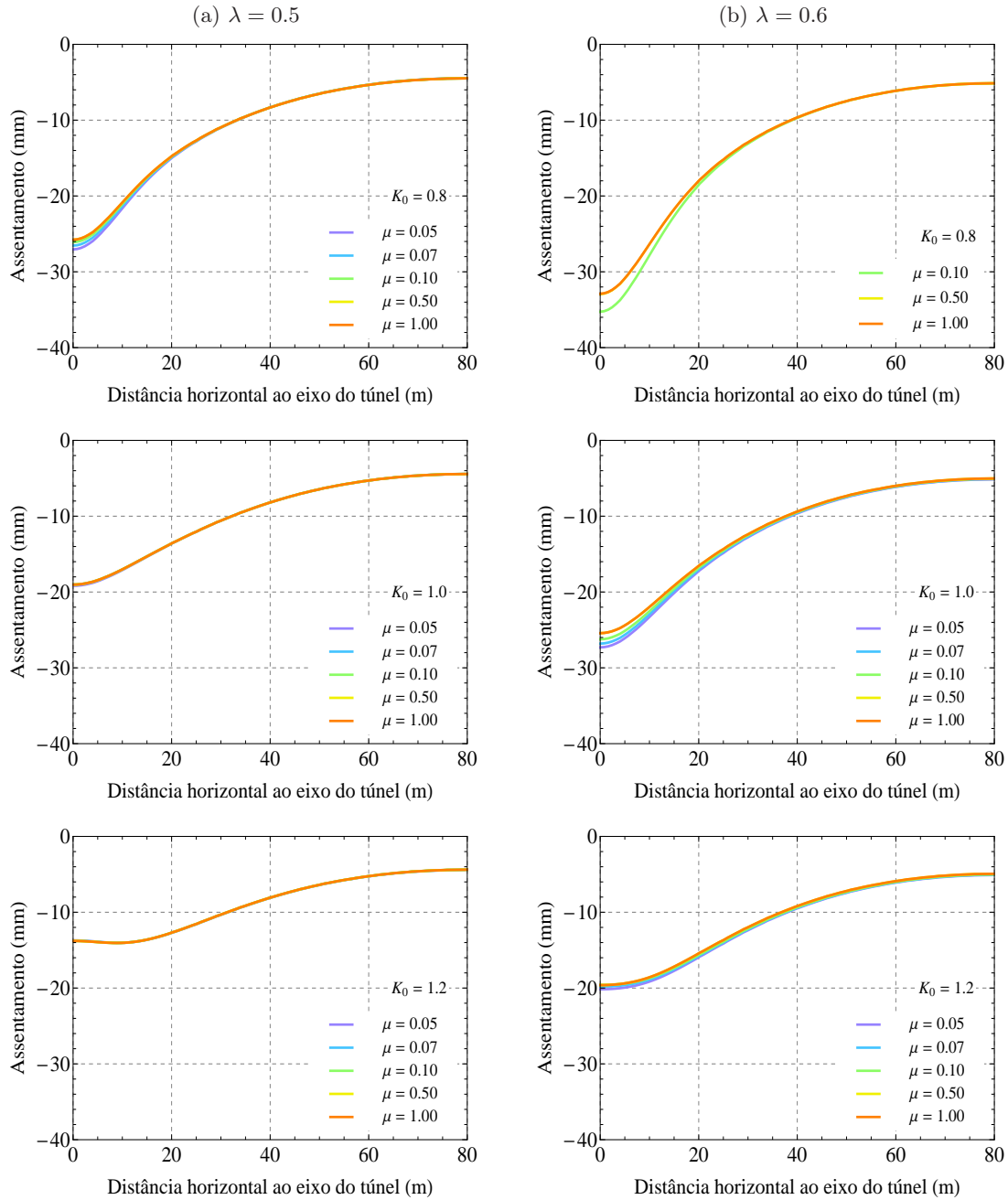


Figura 5.12: Curvas de subsidência: Influência da variação de μ com $k = 1.0$, diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2) para: (a) $\lambda = 0.5$ e (b) $\lambda = 0.6$.

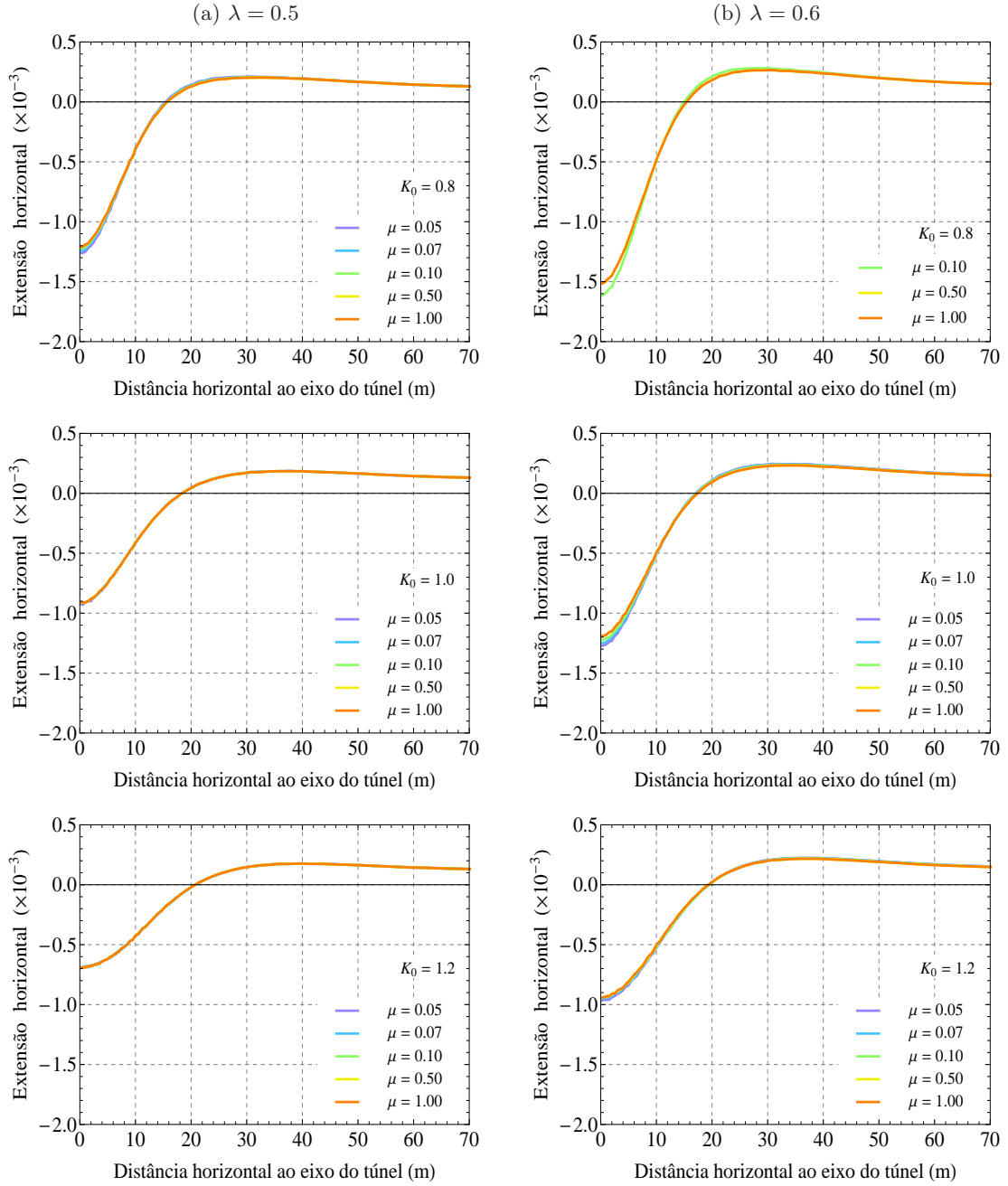


Figura 5.13: Extensão horizontal: Influência da variação de μ com $k = 1.0$, diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2) para: (a) $\lambda = 0.5$ e (b) $\lambda = 0.6$.

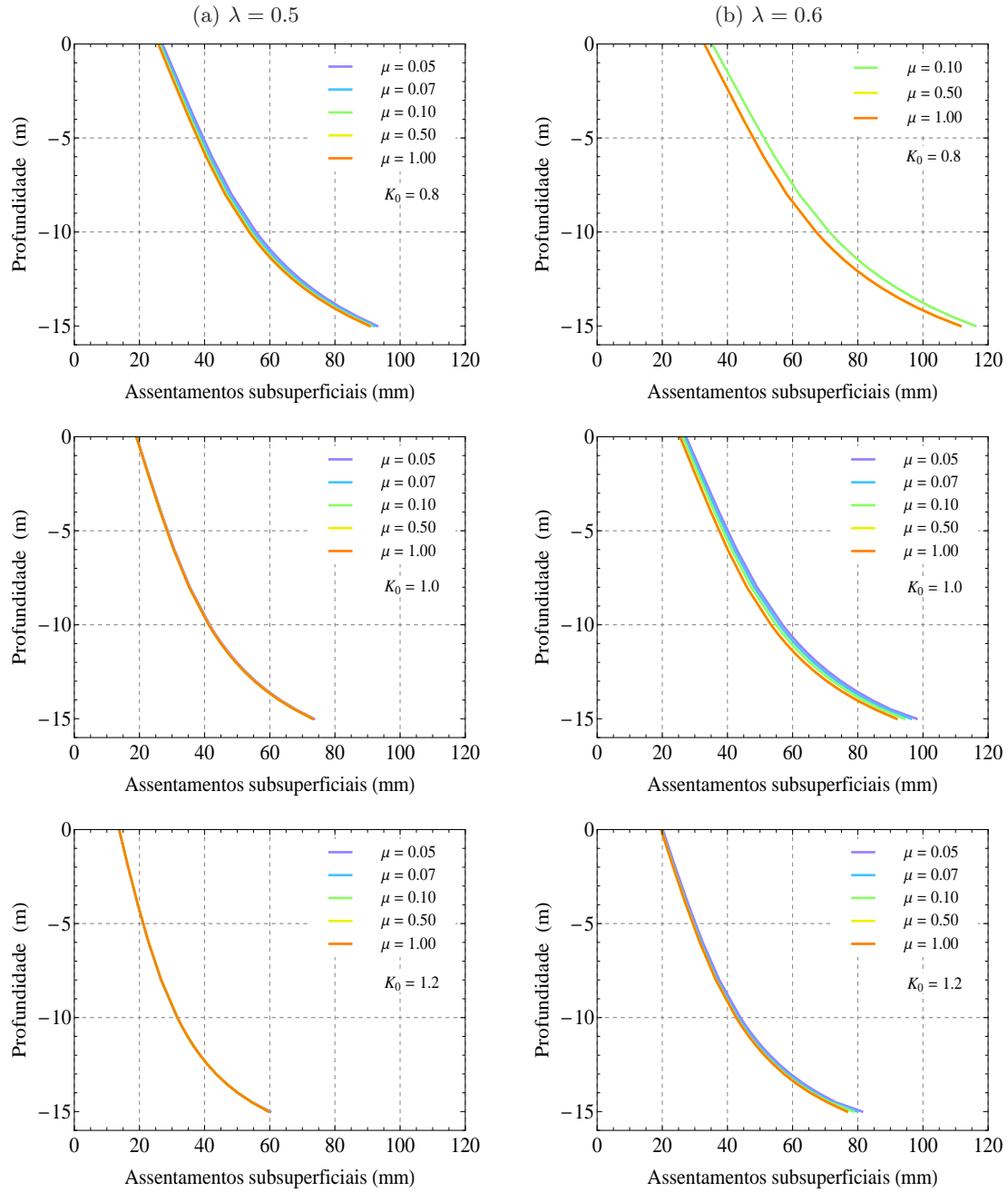


Figura 5.14: Assentamentos em profundidade: Influência da variação de μ com $k = 1.0$, diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2) para: (a) $\lambda = 0.5$ e (b) $\lambda = 0.6$.

5.3.3 Correção da forma da superfície de cedência para um estado de tensão generalizado

5.3.3.1 Influência do parâmetro k

Deformações à superfície

Considerou-se numa primeira série de análises apenas a influência do parâmetro que define a geometria da superfície de cedência no plano deviatórico, k , e portanto, temos $\mu = 1.0$. As análises foram realizadas para $\lambda = 0.5, 0.6$, $K_0 = 0.8, 1.0, 1.2$ e fez-se variar o parâmetro k para três valores: 0.55^4 , 0.75 e 1.0 . Note-se que este último valor de k refere-se às análises efectuadas na subsecção 5.3.1. As curvas de assentamentos e de extensões horizontais à superfície são ilustradas nas Figuras 5.16 e 5.17, respectivamente.

No que respeita à curva de assentamentos superficiais (Figura 5.16) é possível concluir que para $\lambda = 0.5$, a influência de k é muito pouco pronunciada ou inexistente porque não ocorrem praticamente plastificações (excepto para $K_0 = 0.8$). Para $\lambda = 0.6$, o efeito da variação de k tem alguma expressão, que é tanto mais importante quanto menor é K_0 . À excepção das análises com mais plastificações, os resultados para $k = 0.75$ e 1.0 são praticamente coincidentes.

A diminuição do parâmetro k conduz, também, em termos absolutos, a extensões horizontais de compressão e tracção sucessivamente maiores, como seria de esperar. Nesta série de análises o valor de extensão mais elevado em valor absoluto ronda os 0.17% . Analisando as curvas com maior detalhe observa-se uma redução, embora pouco expressiva, do valor da abcissa do ponto de inflexão.

Nestas análises, para o caso mais desfavorável com $k = 0.55$, houve amolecimento das paredes elásticas e obteve-se um valor da tensão de consolidação igual a $850kPa$. Na Figura 5.15 está representada a zona de plastificação na vizinhança da abertura do túnel. As plastificações mais expressivas que se observam no hasteal devem-se às maiores tensões verticais em relação às horizontais.

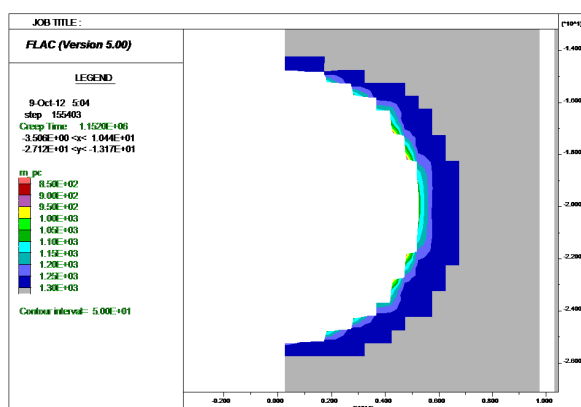


Figura 5.15: Zonas de plastificação em redor da abertura do túnel para $\mu = 1.0$, $k = 0.55$, $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8$.

⁴No limite este parâmetro não poderá tomar o valor 0.5 , o que implicaria a superfície de cedência ter a forma de um triângulo no plano deviatórico.

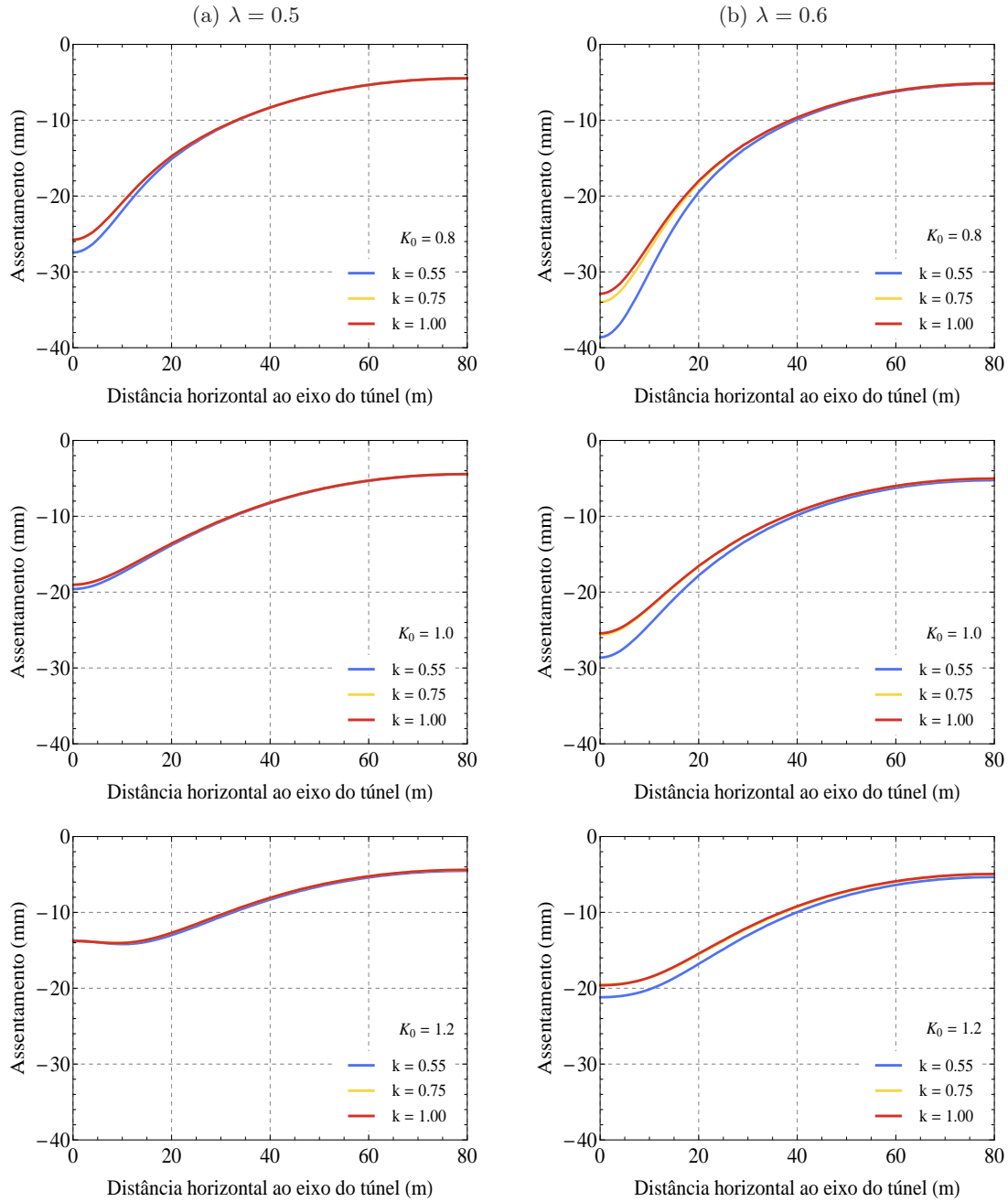


Figura 5.16: Curvas de subsidência: Influência da variação de k com $\mu = 1.0$, diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2) para: (a) $\lambda = 0.5$ e (b) $\lambda = 0.6$.

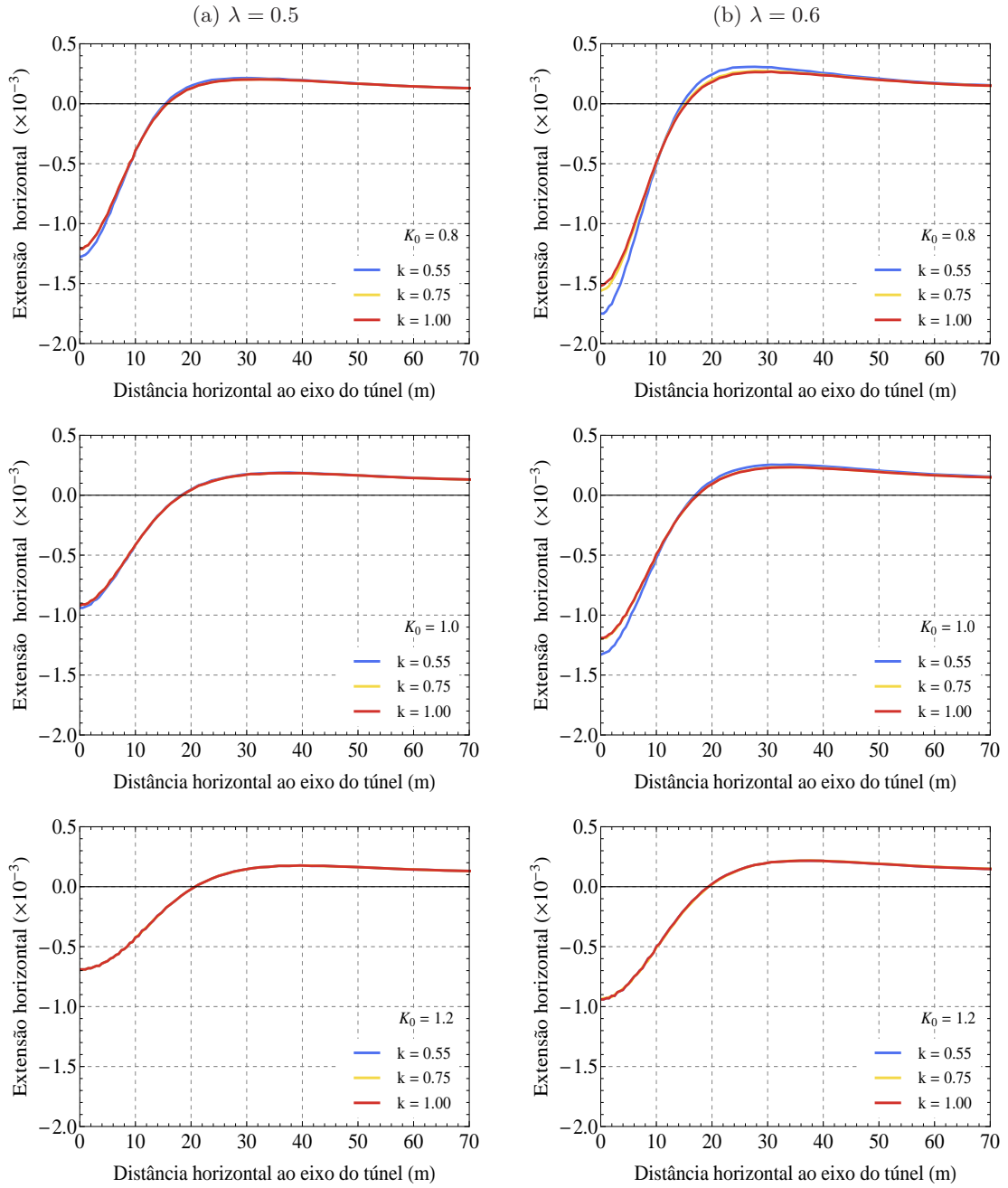


Figura 5.17: Extensão horizontal: Influência da variação de k com $\mu = 1.0$, diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2) para: (a) $\lambda = 0.5$ e (b) $\lambda = 0.6$.

Assentamentos em profundidade

Na Figura 5.18, as curvas de assentamento sub-superficiais seguem o mesmo comportamento para todos os valores de k , e também neste caso a diferença entre as curvas com $k = 0.75$ e $k = 1.0$ não é importante. No que concerne à diferença entre $S_{v,max}$ e $S_{v,max,C}$, verifica-se que a proporção, aproximada, de 1 para 3 mantém-se quando k varia para os valores indicados. Em relação à variação de λ e K_0 , as conclusões são idênticas às anteriores: o aumento dos assentamentos faz-se sentir para o maior valor de λ e o menor de K_0 .

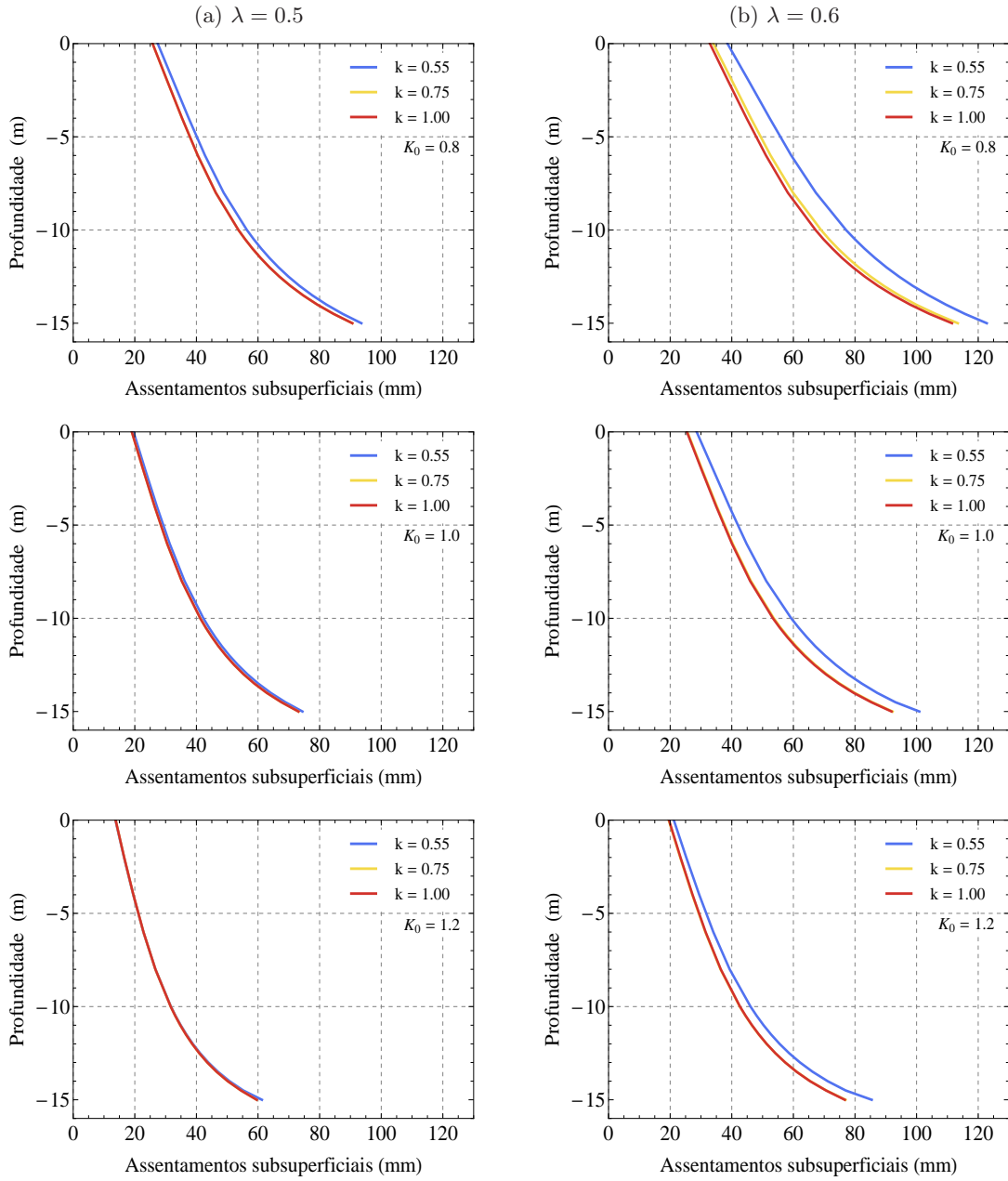


Figura 5.18: Assentamentos em profundidade: Influência da variação de k com $\mu = 1.0$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2) para: (a) $\lambda = 0.5$ e (b) $\lambda = 0.6$.

5.3.3.2 Influência dos parâmetros μ e k

Deformações à superfície

Até aqui estudou-se a influência dos parâmetros que definem a superfície de cedência separadamente. O objectivo desta série de análises é o de estudar a sua influência conjuntamente.

Nas Figuras 5.19 e 5.20 estão representadas as curvas de subsidência para $\lambda = 0.5$ e $\lambda = 0.6$, respectivamente. O desenvolvimento das extensões horizontais à superfície está representado nas Figuras 5.21 e 5.22, para os dois valores do coeficiente de desconfinamento. A coluna da esquerda diz respeito às análises com $k = 0.75$, enquanto a da direita representa as análises com $k = 0.55$.

Com recurso à Tabela 5.5 e 5.6 é possível observar em detalhe os resultados obtidos para os valores de $\lambda = 0.5$ e $\lambda = 0.6$, respectivamente, e para os valores indicados de K_0 , k e μ . Para este último parâmetro considerou-se apenas os valores extremos: $\mu = 0.05$ e $\mu = 1.0$.

Uma primeira análise às figuras indica um comportamento semelhante às análises anteriores: os menores valores de μ e de k traduzem-se em maiores assentamentos e extensões horizontais (compressão e em tracção) à superfície e menores valores da abcissa do ponto de inflexão. Tem-se, portanto, subsidências mais profundas e mais estreitas. Isto é, o dano associado será maior, como se verá adiante.

No entanto a diferença dos resultados é agora mais significativa. Por exemplo, para o caso mais gravoso, $\lambda = 0.6$, $K_0 = 0.8$ e $k = 0.55$, obteve-se para $\mu = 1.0$ um assentamento com valor $S_{v,max} = 38.6mm$. No caso de $\mu = 0.05$ o valor aumenta para $S_{v,max} = 63.8mm$, ou seja, um aumento de 65%. Quando o parâmetro k toma o valor 0.75 a diferença dos assentamentos obtidos para $\mu = 0.05$ e $\mu = 1.0$ é 28%. No caso das curvas de extensão horizontal as diferenças são praticamente da mesma ordem percentual: para $k = 0.55$, tanto a extensão em compressão como em tracção contemplam um aumento de aproximadamente 65% quando μ é reduzido de 1.0 para 0.05; também no caso de $k = 0.75$, a diferença diminui para 28%, como seria de esperar. Note-se que as diferenças são idênticas quer para a curva de assentamentos à superfície quer para as extensões horizontais, para o mesmo valor de k .

Quanto ao parâmetro que define a largura da bacia de subsidência, i , este é maior para as análises com maiores valores de K_0 , devido às curvas se apresentarem mais planas e largas, e apresenta valores de aproximadamente 20m.

Assentamentos em profundidade

Analogamente às curvas de assentamentos e extensões à superfície apresentadas, também as curvas sub-superficiais revelaram diferenças mais significativas quando K_0 diminui e λ aumenta, resultante das maiores plastificações. Para $K_0 = 1.2$ e $\lambda = 0.5$ as plastificações foram praticamente inexistentes, e portanto não foi possível observar diferenças nos assentamentos. À semelhança das subsecções anteriores a relação do aumento dos assentamentos superficiais relativamente aos assentamentos no coroamento é, em média, na proporção de 1 para 3.

Tabela 5.5: Resumo das análises numéricas: curvas de subsidência e extensão horizontal à superfície para $\lambda = 0.5$ e $K_0 = 0.8, 1.0, 1.2$, considerando o modelo com alteração da superfície de cedência ($k = 0.55$ e 0.75 ; $\mu = 0.05$ e 1.0).

Situação de cálculo			$S_{v,max}$ (mm)	i (m)	V_S (m^3/m)	V_L (%)	ε_{hc} (%)	ε_{ht} (%)
K_0	k	μ						
0.8	0.75	0.05	29.6	15.04	0.93	1.18	0.137	0.023
		1.00	25.8	15.78	0.87	1.10	0.121	0.020
	0.55	0.05	36.5	14.21	1.05	1.33	0.166	0.027
		1.00	27.5	15.40	0.89	1.13	0.128	0.021
1.0	0.75	0.05	20.9	17.93	0.82	1.04	0.100	0.020
		1.00	19.0	18.40	0.78	0.99	0.092	0.018
	0.55	0.05	25.1	17.07	0.91	1.16	0.118	0.023
		1.00	19.6	18.23	0.78	1.00	0.094	0.019
1.2	0.75	0.05	14.4	20.74	0.74	0.94	0.072	0.018
		1.00	13.8	20.74	0.70	0.90	0.069	0.018
	0.55	0.05	16.8	20.26	0.82	1.05	0.084	0.021
		1.00	13.7	21.00	0.72	0.92	0.069	0.018

Tabela 5.6: Resumo das análises numéricas: curvas de subsidência e extensão horizontal à superfície para $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8, 1.0, 1.2$, considerando o modelo com alteração da superfície de cedência ($k = 0.55$ e 0.75 ; $\mu = 0.05$ e 1.0).

Situação de cálculo			$S_{v,max}$ (mm)	i (m)	V_S (m^3/m)	V_L (%)	ε_{hc} (%)	ε_{ht} (%)
K_0	k	μ						
0.8	0.75	0.05	43.7	14.09	1.23	1.56	0.199	0.035
		1.00	34.0	15.18	1.07	1.36	0.156	0.027
	0.55	0.05	63.8	12.91	1.56	1.98	0.285	0.053
		1.00	38.6	14.65	1.14	1.45	0.175	0.031
1.0	0.75	0.05	30.9	16.60	1.06	1.35	0.144	0.027
		1.00	25.6	17.41	0.95	1.20	0.120	0.024
	0.55	0.05	42.7	15.39	1.31	1.67	0.197	0.036
		1.00	28.6	16.96	1.01	1.29	0.133	0.026
1.2	0.75	0.05	22.5	19.10	0.96	1.22	0.108	0.025
		1.00	19.5	19.58	0.86	1.10	0.094	0.022
	0.55	0.05	29.3	18.44	1.18	1.50	0.140	0.031
		1.00	21.2	19.46	0.93	1.18	0.101	0.024

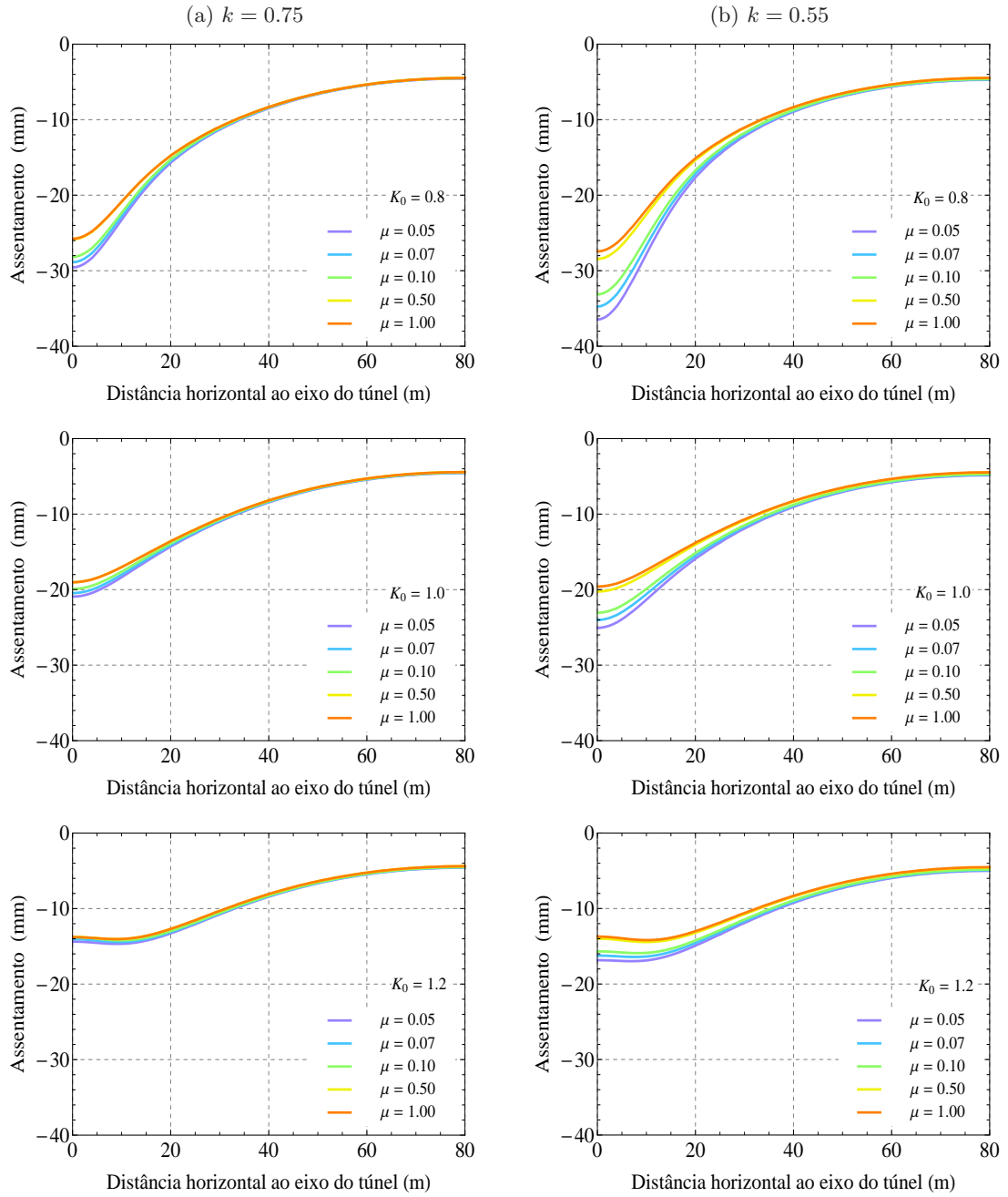


Figura 5.19: Curvas de subsidência: Influência da variação de k e μ para $\lambda = 0.5$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2): (a) $k=0.75$ e (b) $k=0.55$.

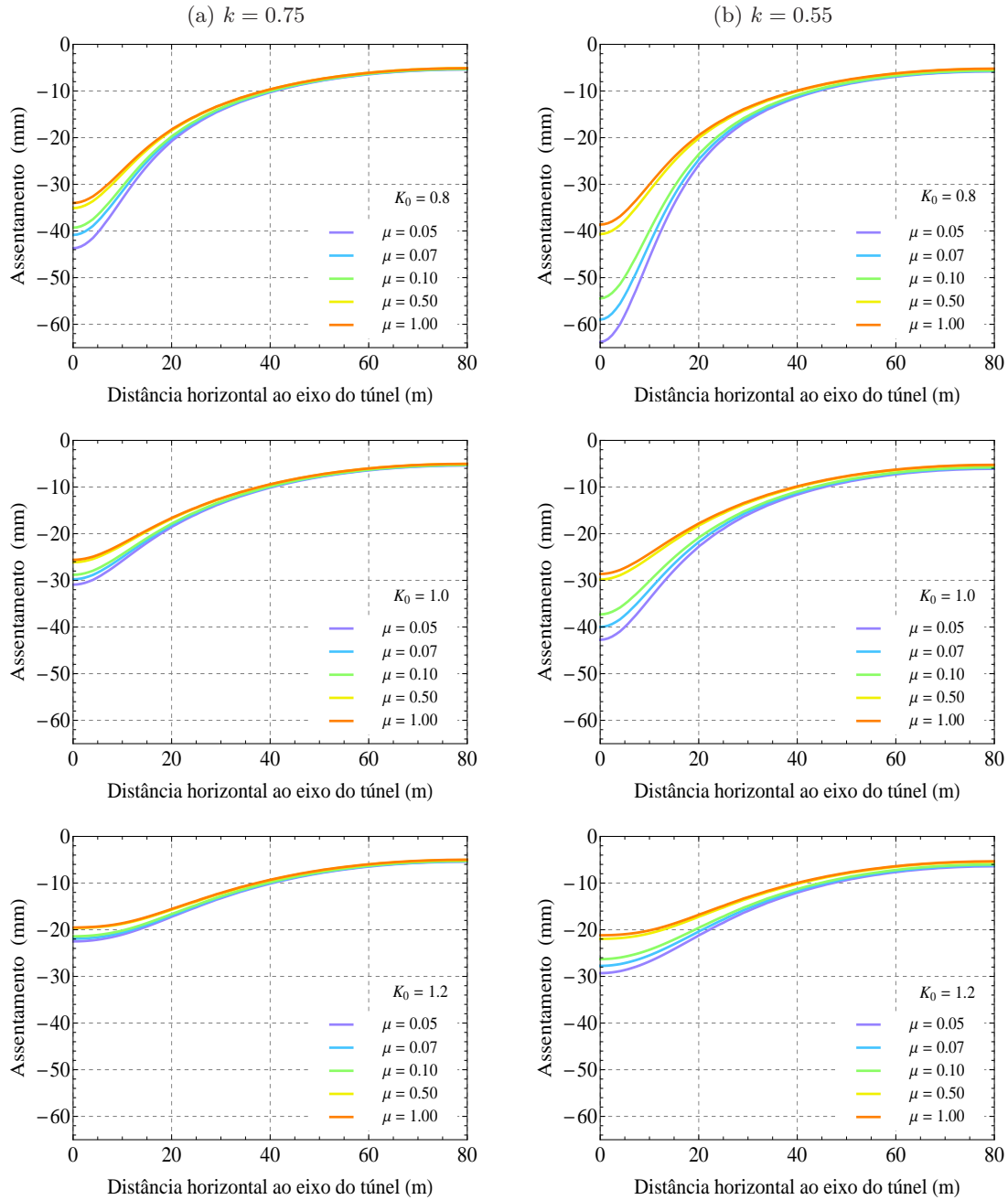


Figura 5.20: Curvas de subsidência: Influência da variação de k e μ para $\lambda = 0.6$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2): (a) $k=0.75$ e (b) $k=0.55$.

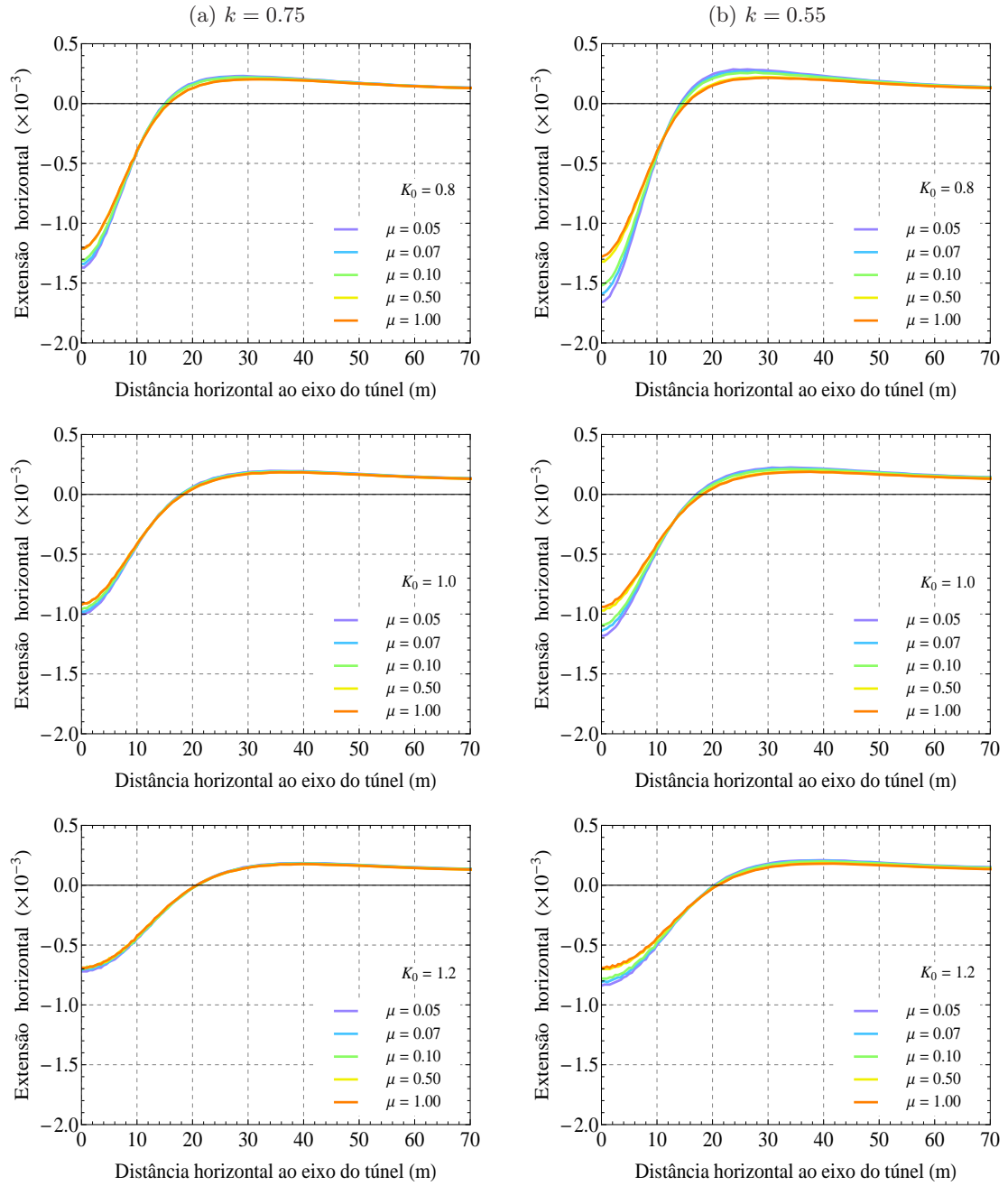


Figura 5.21: Extensão horizontal: Influência da variação de k e μ para $\lambda = 0.5$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2): (a) $k=0.75$ e (b) $k=0.55$.

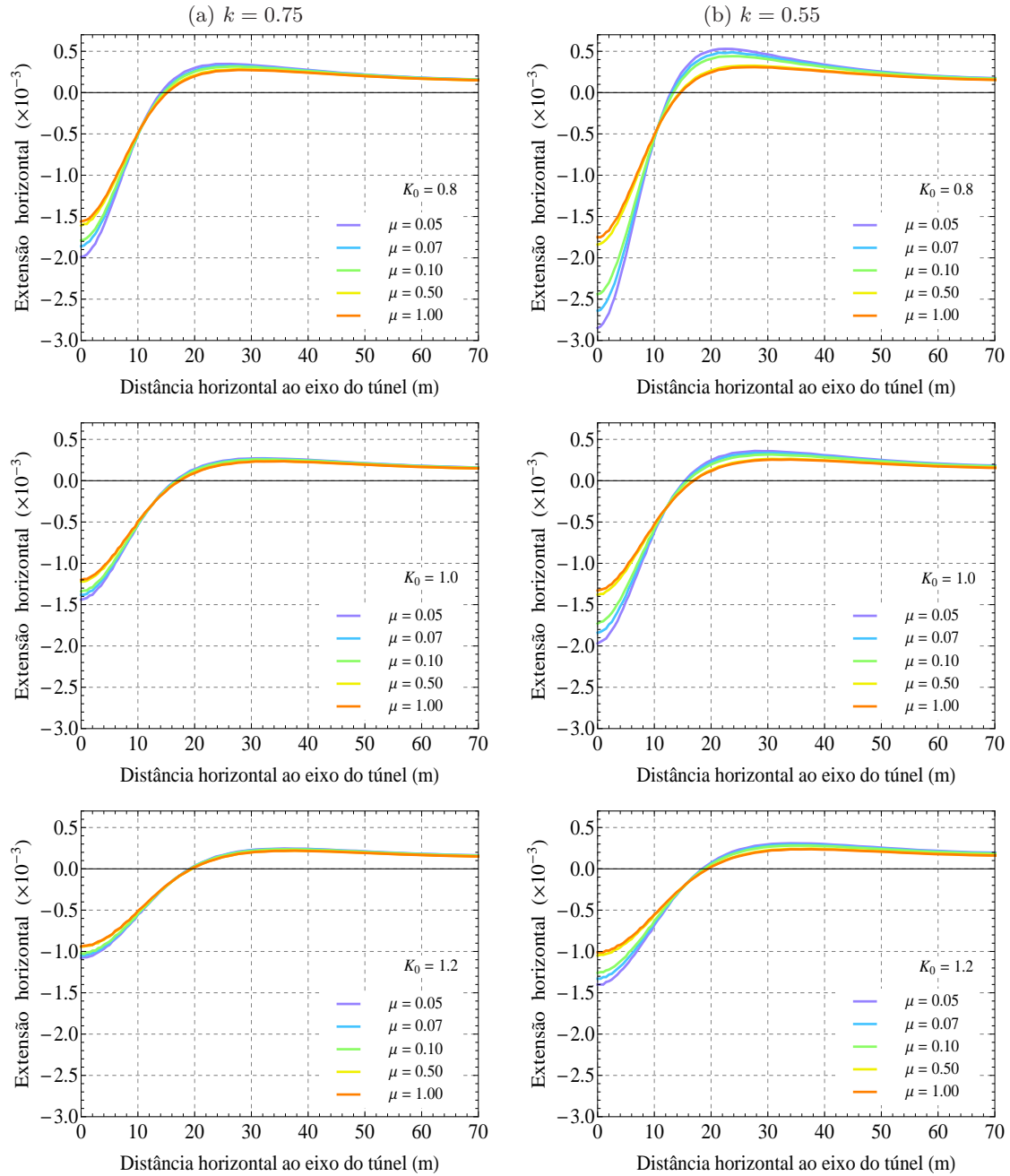


Figura 5.22: Extensão horizontal: Influência da variação de k e μ para $\lambda = 0.6$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2): (a) $k=0.75$ e (b) $k=0.55$.

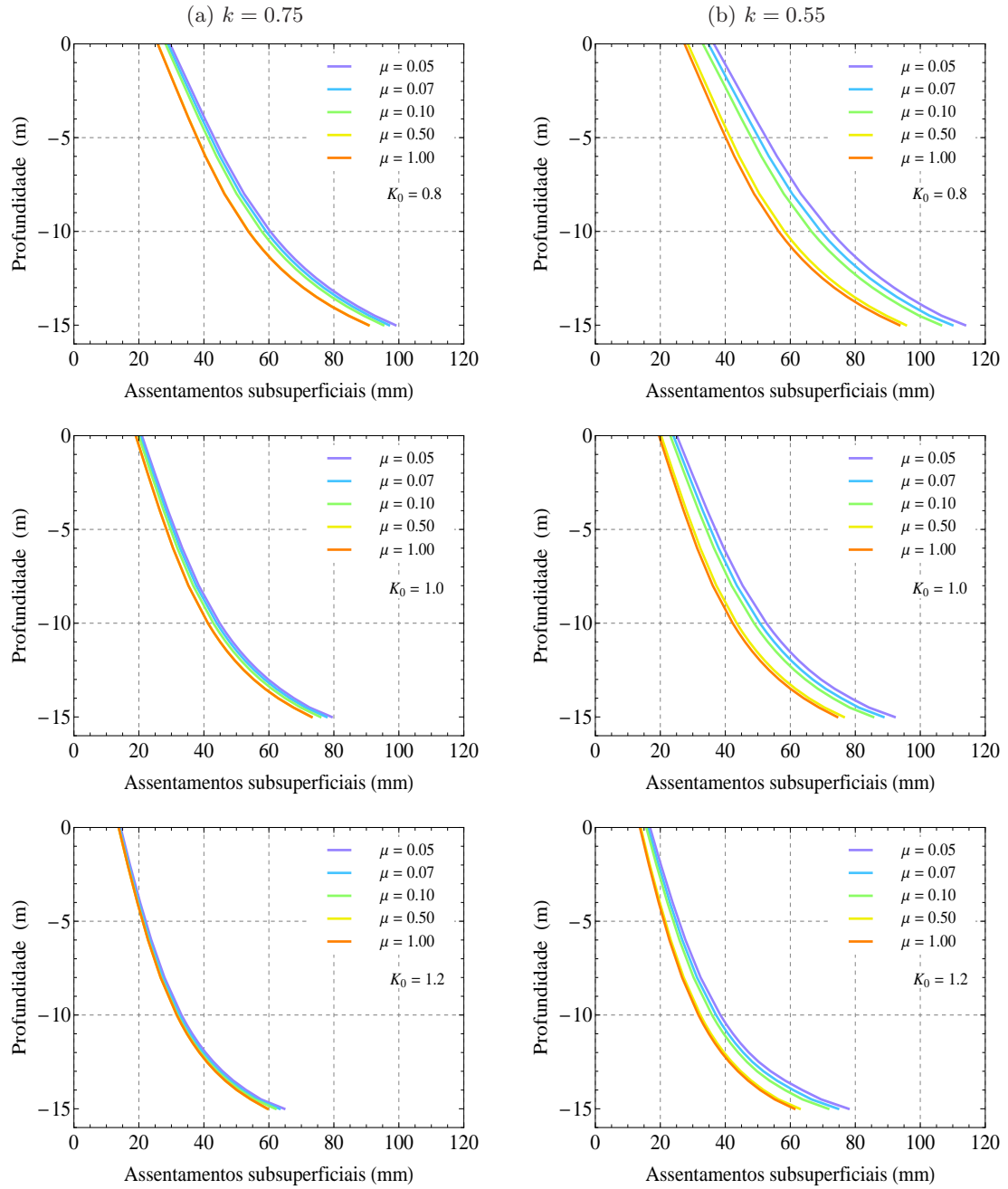


Figura 5.23: Assentamentos em profundidade: Influência da variação de k e μ para $\lambda = 0.5$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2): (a) $k=0.75$ e (b) $k=0.55$.

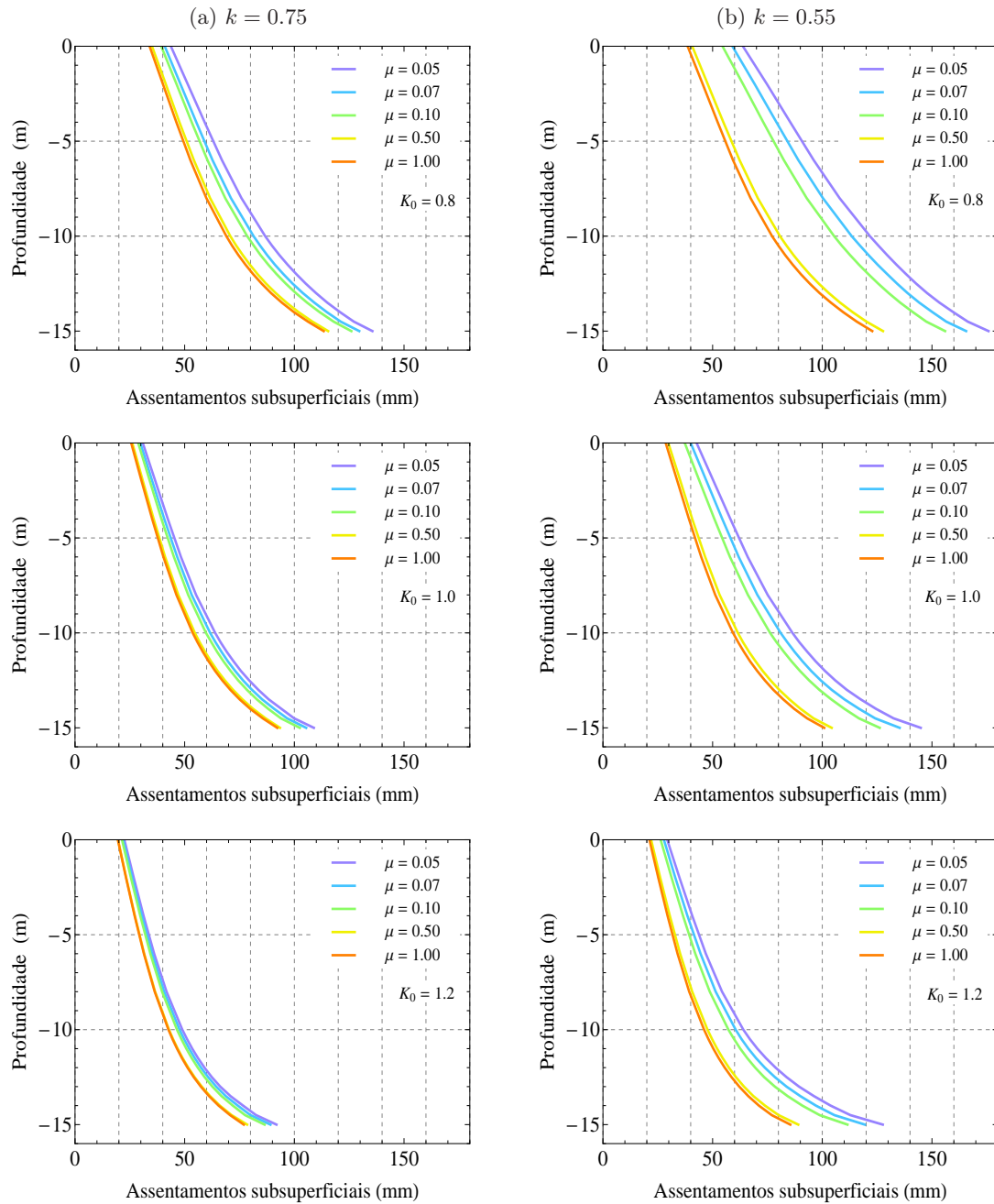


Figura 5.24: Assentamentos em profundidade: Influência da variação de k e μ para $\lambda = 0.6$ e diferentes valores de K_0 (0.8, 1.0 e 1.2): (a) $k=0.75$ e (b) $k=0.55$.

Comparação das análises numéricas com soluções empíricas

Na secção 2.2.3 abordou-se um dos parâmetros empíricos presentes na expressão empírica de *Gauss*, o volume de solo perdido, V_L . Nas presentes análises obteve-se, para este parâmetro, um intervalo de 0.90% a 1.98% (Tabelas 5.5 e 5.6). Estes valores parecem estar em concordância com as soluções empíricas apresentadas. Por exemplo, Mair (1996) referiu valores de 1% a 2% para argilas rijas em túneis escavados pelo método *NATM*.

Como referido, as análises numéricas com $K_0 = 1.2$ revelam abcissas de subsidência com valor próximo de $20m$. Ora, este valor é praticamente o dobro em relação às soluções empíricas, cujo valor é aproximadamente $10m$. É interessante notar que o valor da abcissa de subsidência, i , que mais se aproxima do valor empírico, $i = 10m$, pertence à análise de cálculo mais gravosa, com $\lambda = 0.6$, $K_0 = 0.8$, $k = 0.55$ e $\mu = 0.05$, e tem o valor $i = 12.91m$. Na Figura 5.25(a) está representada a curva de subsidência da análise numérica indicada e na Figura 5.25(b) está traçada a curva da análise numérica com o mesmo λ e K_0 , mas sem alteração do modelo ($k = 1.0$; $\mu = 1.0$). Em cada uma das figuras estão ainda representadas as curvas para a solução empírica. Estas curvas foram obtidas através da expressão empírica de *Gauss* com $i = 10m$ e o respectivo volume de solo perdido V_L determinado para cada um dos cálculos numéricos.

Em relação aos assentamentos máximos, as curvas para as quais o modelo não se altera apresentam uma diferença de 37%. Pelo contrário, quando a superfície de cedência é alterada, essa diferença diminui para 19%. Quanto ao valor da abcissa do ponto de inflexão, este é mais próximo do i empírico quando a curva contempla alterações e tem-se $i = 12.91m$. No modelo sem alterações i aumenta para $15.43m$. Uma conclusão a extrair será que a diminuição dos parâmetros k e μ conduz, em princípio, a um resultado mais realista e próximo da solução empírica, isto é, dos resultados de campo.

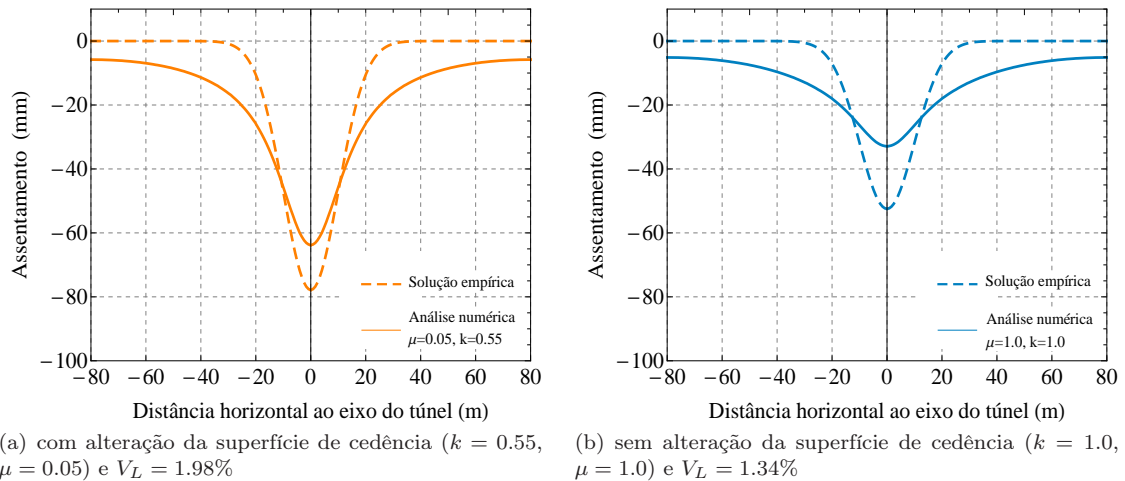


Figura 5.25: Comparação da solução numérica com $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8$ com a solução empírica dada pela curva de *Gauss* para $i = 10m$.

Na secção 2.2.5 abordou-se a temática dos assentamentos em profundidade. Por vezes, é importante a sua estimativa dado que no meio urbano os túneis são escavados próximos de outros túneis ou infra-estruturas. Como referido, as curvas de assentamentos em profundidade apresentam maior magnitude e menor largura, ou seja, as abcissas do ponto de inflexão são sucessivamente menores com a profundidade. Para as curvas sub-superficiais, Mair *et al.* (1993) indicaram o parâmetro que define a largura da curva, K , crescente em profundidade, ao contrário das curvas à superfície, onde o parâmetro é constante e igual a 0.5 (O'Reilly e New, 1982).

Na Figura 5.26 pode-se observar a variação do parâmetro K em função da profundidade relativa, z/z_0 , para as análises com $\lambda = 0.6$, $K_0 = 0.8$. Considerou-se o modelo com alteração da superfície de cedência (com $k = 0.55$ e $\mu = 0.05$) e ainda sem qualquer alteração ($k = 1.0$ e $\mu = 1.0$). A curva a traço interrompido representa a solução empírica de Mair *et al.* (1993) (equação 2.16).

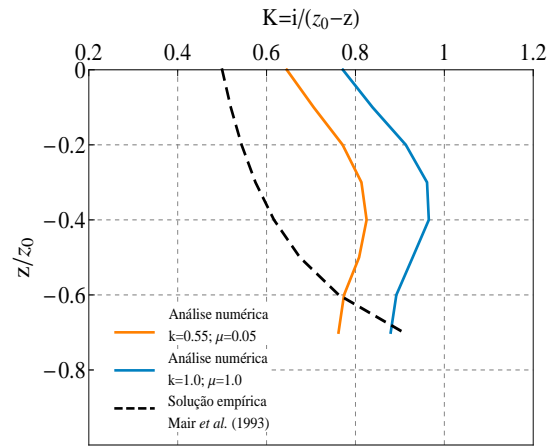
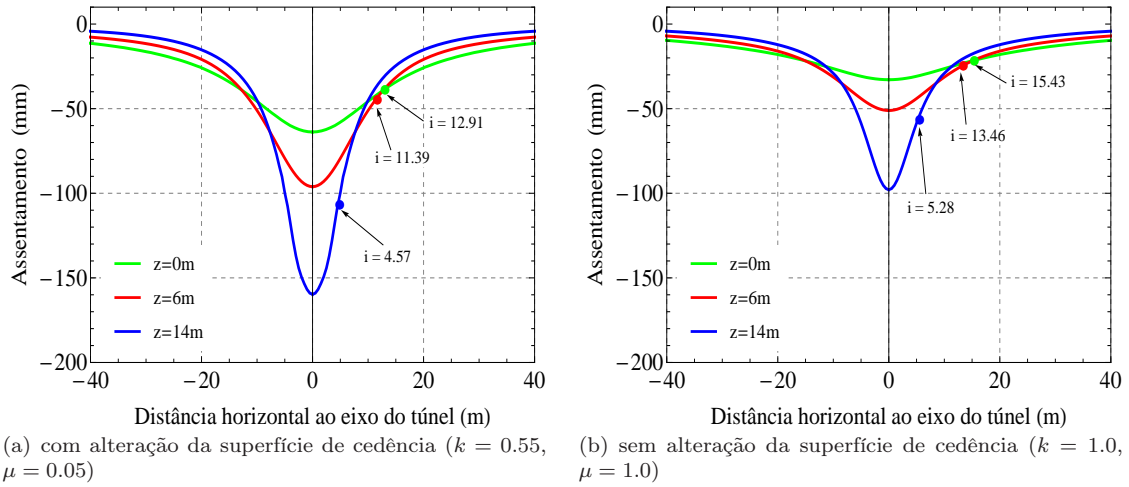


Figura 5.26: Comparação do parâmetro que define a largura da bacia de subsidência, K , em função da profundidade relativa, z/z_0 , para a solução proposta por Mair *et al.* (1993) e para as análises numéricas com $\lambda = 0.6$, $K_0 = 0.8$, com e sem alteração do modelo.

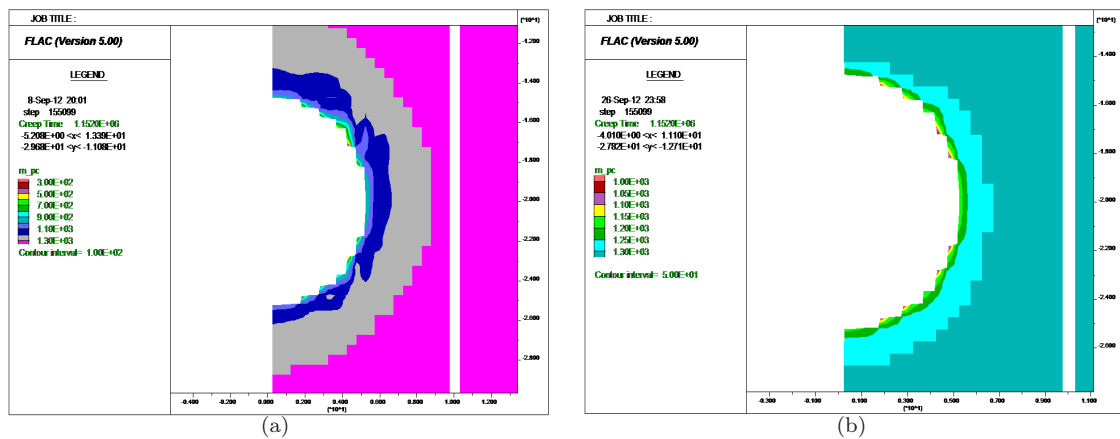
Inicialmente as curvas provenientes dos resultados das análises numéricas apresentam um aumento de K em profundidade. Contudo, quando z/z_0 é aproximadamente 0.4, K diminui, indicando uma diminuição mais significativa da largura da curva de assentamentos com o aumento da profundidade. No caso da solução empírica, K apresenta um valor crescente com a profundidade e a partir de certo ponto apresenta um valor superior em relação ao valor obtido nas análises numéricas, indicando uma subestimação do valor de K numérico próximo do coroamento. Apesar das curvas apresentadas não serem idênticas qualitativamente, a análise numérica com alteração do modelo constitui uma melhor aproximação à solução empírica, e logo, aos resultados de campo.

Nas Figuras 5.26(a) e 5.26(b) estão traçadas as curvas de assentamentos a três profundidades distintas, respectivamente, com o modelo alterado e sem alterações. A maior aproximação da curva empírica à análise com alteração do modelo deve-se aos menores valores i obtidos. É também possível observar nas figuras a diminuição significativa de i para $z = 14m$, justificando a diminuição que se verificou do parâmetro K .


 Figura 5.27: Curvas de assentamentos verticais a diferentes profundidades com $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8$.

Plastificações

Na Figura 5.28(a) e 5.28(b) estão representadas as zonas de plastificação relativas aos parâmetros $k = 0.55$, $\lambda = 0.6$, $K_0 = 0.8$, respectivamente, para $\mu = 0.05$ e $\mu = 1.0$. Pretende-se ilustrar para o caso limite de k , a influência da correcção na zona super-crítica. Na primeira figura é possível observar uma diminuição do domínio elástico mais significativa devido ao menor valor de μ , e com o valor de tensão de consolidação final $p'_c = 300kPa$, verificando-se assim um amolecimento muito significativo. Já no caso de $\mu = 1.0$, o amolecimento é naturalmente menor, obtendo-se $p'_c = 1000kPa$.


 Figura 5.28: Zonas de plastificação em redor da abertura do túnel para $k = 0.55$, $\lambda = 0.6$, $K_0 = 1.0$ e: (a) $\mu = 0.05$; (b) $\mu = 1.0$.

Na Figura 5.29(a) e 5.29(b) estão representadas as zonas de plastificação para outros dois casos de análise. As figuras têm em comum os parâmetros com os valores: $\mu = 0.07$, $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8$. Neste caso é agora analisada a influência da alteração do parâmetro k para o caso mais gravoso de todos os analisados, $k = 0.55$, e para $k = 0.75$. Na primeira figura, com $k = 0.55$, pode-se observar que houve

rotura, e para $k = 0.75$ verificou-se um amolecimento com $p'_c = 500kPa$

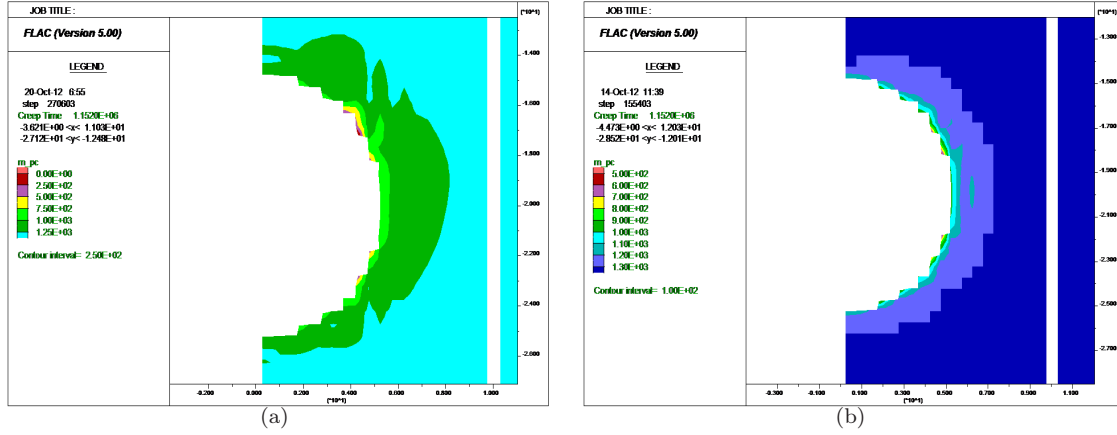


Figura 5.29: Zonas de plastificação em redor da abertura do túnel para $\mu = 0.07$, $\lambda = 0.6$, $K_0 = 1.0$ e: (a) $k = 0.55$; (b) $k = 0.75$.

5.4 Avaliação de danos

Nesta secção é simulada a presença de um edifício à superfície e, através da análise faseada proposta no Capítulo 3, é objecto desta secção a determinação do dano estrutural associado à escavação de um túnel. Deste modo, pretende-se compreender de que forma a alteração da superfície de cedência, nomeadamente a variação dos parâmetros μ e κ , origina, ou não, maiores danos estruturais. Consoante o dano obtido diferentes medidas deverão ser adoptadas. Numa primeira análise é apenas considerada a geometria do edifício e só depois é contabilizada a interacção solo-estrutura através da rigidez relativa (Potts e Addenbrooke, 1997).

5.4.1 Análise faseada

A avaliação de risco de dano em edifícios foi apresentada na secção 3.5. Como se viu, é comum recorrer à análise faseada proposta por Mair *et al.* (1996) na previsão dos danos induzidos nos edifícios à superfície devido à escavação de túneis. A primeira fase da análise consiste em determinar os parâmetros de acesso ao dano em condições *greenfield*: o índice de deflexão, DR^{GF} , e a extensão horizontal, ϵ_h^{GF} . Se os parâmetros indicados excederem os valores limite propostos por Rankin (1988), isto é, se o assentamento máximo à superfície, $S_{v,max}$, for superior a $10mm$ ou a rotação máxima, θ , superior a $1/500$ é necessário proceder à segunda fase da análise. Uma vez que as curvas de assentamentos à superfície, analisadas na secção anterior, revelam assentamentos superiores a $10mm$, será necessário avançar para a segunda fase.

Na segunda etapa assume-se que o edifício à superfície é representado por uma viga infinitamente flexível e que acompanha os movimentos descritos pela curva *greenfield*. O índice de deflexão, DR , é calculado apenas para a porção da curva de assentamentos referente ao comprimento L da viga. É necessário calcular o índice de deflexão para a zona côncava (*sagging*) e convexa (*hogging*), caso a

5.4. AVALIAÇÃO DE DANOS

viga se localize sobre uma mudança de concavidades, ou seja, sobre a abcissa do ponto de inflexão, i (Figura 5.30).

Na avaliação que se mostra de seguida comparam-se os resultados referentes aos casos base (utilização do modelo sem alteração da superfície) com as análises numéricas para $k = 0.55$. O objectivo é o de quantificar a influência da alteração do modelo na estimativa da categoria de danos.

Em primeiro lugar, considere-se um edifício com comprimento $L = 30m$ e excentricidade $e = 0$ relativamente ao eixo do túnel (Figura 5.30). Significa que o edifício está localizado sobre a zona côncava da curva de assentamentos e essa localização poderá também abranger a zona convexa da curva, uma vez que a abcissa do ponto de inflexão, i , não é constante nas análises numéricas efectuadas. No entanto, mesmo para o valor mais reduzido do ponto de inflexão (obtido para a análise com $\mu = 0.05$, $k = 0.55$, $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8$), $i = 12.91$ (Tabela 5.8), o edifício é praticamente (ou totalmente para algumas análises) abrangido apenas pela curva com concavidade voltada para cima. Posto isto, considera-se mais adequado a linha neutra ser centrada na secção da viga e, por seguinte, não serão contabilizadas as extensões devidas à tracção, assim como os assentamentos na zona convexa da curva.

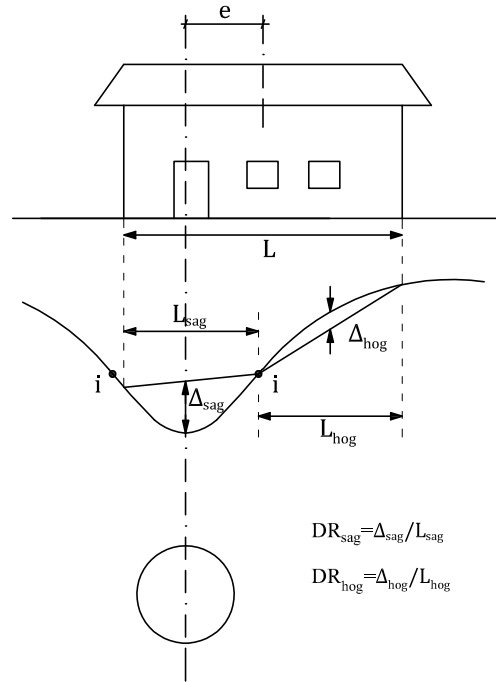


Figura 5.30: Geometria do problema e definição do índice de deflexão, DR , para a zona côncava (*sagging*) e convexa (*hogging*).

Na Tabela 5.7 estão resumidos os cálculos do índice de deflexão, DR , referentes aos casos base (sem alteração da forma da superfície de cedência), com o intuito de comparar o dano com as restantes análises. A extensão horizontal, ε_h , é directamente retirada dos resultados das modelações numéricas.

Nas Tabelas 5.8, 5.9 e 5.10 apresentam-se os dados relativos a cada K_0 (0.8, 1.0 e 1.2) e λ (0.5 e 0.6). Como já foi referido, o índice de deflexão foi apenas calculado para o caso com $k = 0.55$, variando os restantes parâmetros.

Tabela 5.7: Cálculo dos parâmetros de controlo de danos, DR_{sag}^{GF} e ε_{hc}^{GF} , para os casos base ($k = 1.0$ e $\mu = 1.0$).

Situação de cálculo		i (m)	$S_{v,max}$ (mm)	DR_{sag}^{GF} (%)	ε_{hc}^{GF} (%)
λ	K_0				
0.5	0.8	15.68	25.8	0.028	0.121
	1.0	18.40	19.0	0.012	0.092
	1.2	20.74	13.8	0.001	0.069
0.6	0.8	15.43	32.9	0.037	0.152
	1.0	17.41	25.4	0.021	0.119
	1.2	19.36	19.6	0.008	0.094

Tabela 5.8: Cálculo dos parâmetros de controlo de danos, DR_{sag}^{GF} e ε_{hc}^{GF} , com $K_0 = 0.8$ e $k = 0.55$.

Situação de cálculo		i (m)	$S_{v,max}$ (mm)	DR_{sag}^{GF} (%)	ε_{hc}^{GF} (%)
λ	μ				
0.5	0.05	14.21	36.5	0.048	0.166
	0.07	14.34	34.8	0.045	0.159
	0.10	14.55	33.2	0.042	0.152
	0.50	15.14	28.5	0.033	0.132
	1.00	15.40	27.5	0.031	0.128
0.6	0.05	12.91	63.8	0.097	0.285
	0.07	13.11	58.0	0.088	0.264
	0.10	13.38	54.5	0.079	0.244
	0.50	14.49	40.7	0.052	0.184
	1.00	14.65	38.6	0.048	0.175

Tabela 5.9: Cálculo dos parâmetros de controlo de danos, DR_{sag}^{GF} e ε_{hc}^{GF} , com $K_0 = 1.0$ e $k = 0.55$.

Situação de cálculo		i (m)	$S_{v,max}$ (mm)	DR_{sag}^{GF} (%)	ε_{hc}^{GF} (%)
λ	μ				
0.5	0.05	17.07	25.1	0.022	0.118
	0.07	17.29	24.0	0.020	0.114
	0.10	17.53	23.1	0.019	0.109
	0.50	18.08	20.3	0.014	0.097
	1.00	18.23	19.6	0.013	0.094
0.6	0.05	15.39	42.7	0.050	0.197
	0.07	15.61	40.0	0.045	0.184
	0.10	15.88	37.3	0.041	0.173
	0.50	16.79	29.8	0.028	0.138
	1.00	16.96	28.6	0.026	0.133

5.4. AVALIAÇÃO DE DANOS

Tabela 5.10: Cálculo dos parâmetros de controlo de danos, DR_{sag}^{GF} e ε_{hc}^{GF} , com $K_0 = 1.2$ e $k = 0.55$.

Situação de cálculo		i (m)	$S_{v,max}$ (mm)	DR_{sag}^{GF} (%)	ε_{hc}^{GF} (%)
λ	μ				
0.5	0.05	20.26	16.8	0.002	0.084
	0.07	20.54	16.2	0.002	0.081
	0.10	20.58	15.7	0.001	0.078
	0.50	20.90	14.0	0.000	0.070
	1.00	21.00	13.7	0.000	0.069
0.6	0.05	18.44	29.3	0.017	0.140
	0.07	18.68	27.8	0.016	0.133
	0.10	18.79	26.3	0.014	0.126
	0.50	19.34	22.0	0.009	0.105
	1.00	19.46	21.2	0.008	0.101

A classificação de danos é obtida com recurso aos gráficos da Figura 3.8 (subsecção 3.4.4). Chama-se à atenção que a categoria de dano obtida nestas análises representa apenas um possível grau de dano e na maioria dos casos o dano será inferior, sobretudo porque esta avaliação é, em princípio, conservadora uma vez que não considera, por exemplo, a interação solo-estrutura.

Numa primeira análise aos gráficos compilados nas Figuras 5.31, 5.32 e 5.33, é possível retirar as seguintes conclusões:

- Na maioria dos casos a alteração da forma da superfície de cedência traduz-se num aumento de um grau de dano;
- Quando o coeficiente de impulso em repouso toma o valor $K_0 = 1.2$ o dano resultante mantém-se abaixo da categoria 2 (excepto para dois pontos na Figura 5.31c).
- No caso de $K_0 = 1.0$ e $\lambda = 0.5$, redução da superfície de cedência não altera a categoria de dano. Pelo contrário, quando $\lambda = 0.6$, a diminuição de μ implica a passagem da categoria 2 para 3, caso em que seria necessária uma avaliação detalhada de acordo com o método referido.
- Os danos mais elevados são verificados para $K_0 = 0.8$. Para os valores de μ mais baixos os danos são muito elevados (Categoria 4 e 5).

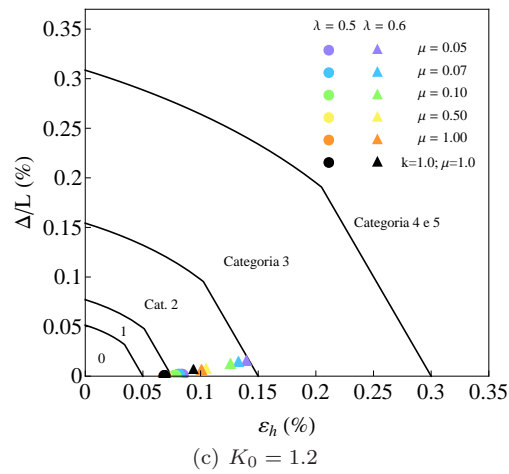
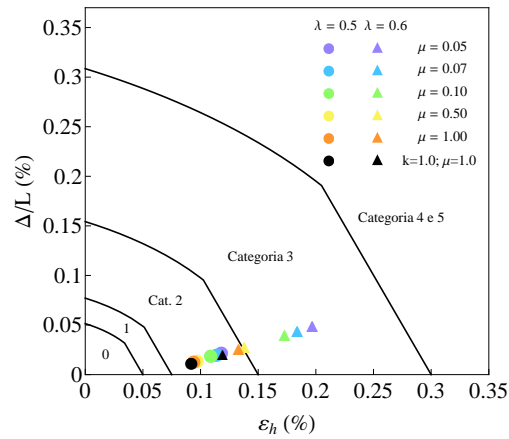
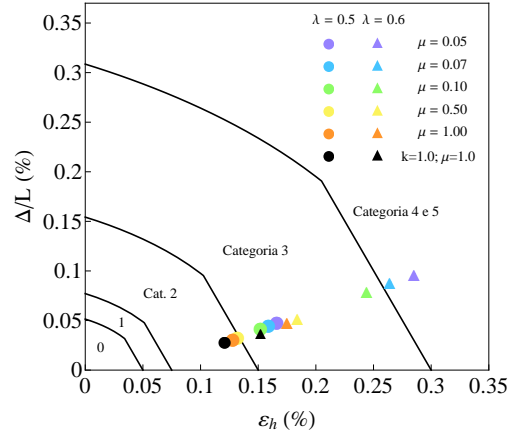


Figura 5.31: Classificação de danos: Influência de μ para $L/H = 1/3$, $E/G = 2.6$ e diferentes valores de K_0 e λ .

5.4. AVALIAÇÃO DE DANOS

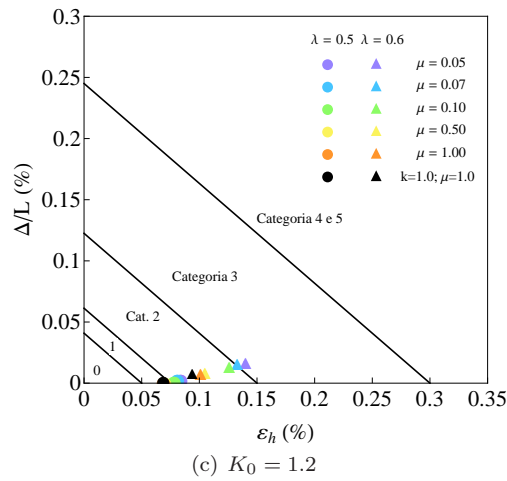
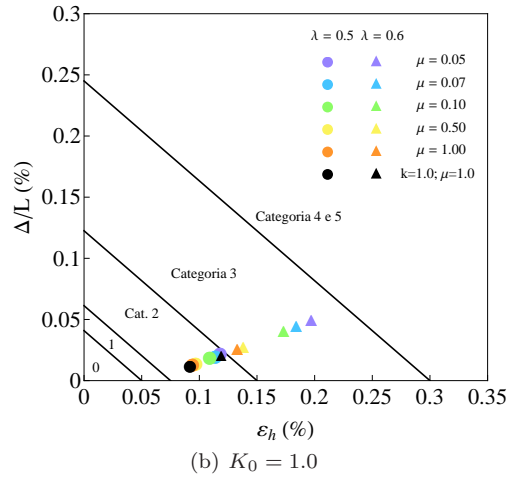
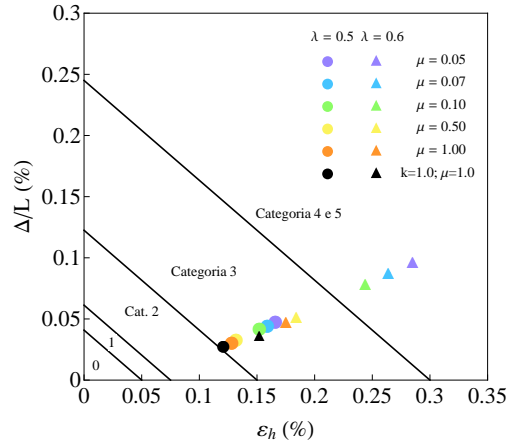
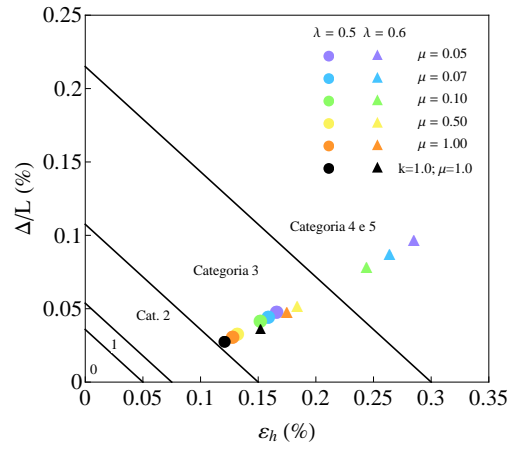
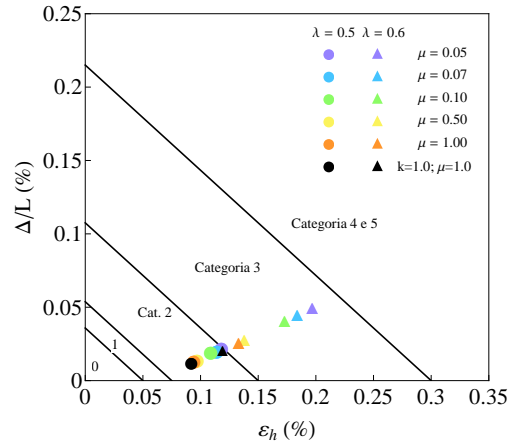


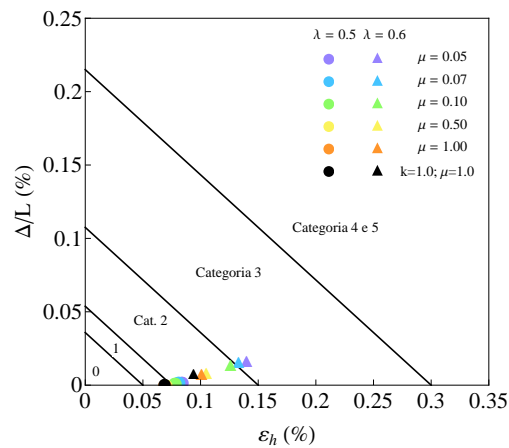
Figura 5.32: Classificação de danos: Influência de μ para $L/H = 1.0$, $E/G = 2.6$ e diferentes valores de K_0 e λ .



(a) $K_0 = 0.8$



(b) $K_0 = 1.0$



(c) $K_0 = 1.2$

Figura 5.33: Classificação de danos: Influência de μ para $L/H = 3.0$, $E/G = 2.6$ e diferentes valores de K_0 e λ .

5.4.2 Análise faseada com a introdução da rigidez relativa

Para uma avaliação mais correcta dos danos em edifícios é necessário ter em conta a interacção solo-estrutura, isto é, ter em conta a rigidez do solo e da estrutura. No entanto a rigidez do edifício nem sempre é fácil de estimar, sobretudo para edifícios antigos de alvenaria e ainda para edifícios com aberturas (portas e janelas, por exemplo).

Nesta secção recorre-se ao método proposto por Potts e Addenbrooke (1997) para o cálculo da rigidez relativa da estrutura. Com o objectivo de analisar a influência da rigidez axial e da rigidez à flexão, considera-se um edifício de betão armado com diferentes valores de comprimento e altura. Para estes casos, exemplifica-se o cálculo da rigidez.

São também considerados valores de rigidez axial e à flexão mais reduzida para simular outros tipos de edifícios e ter em consideração o efeito da anisotropia (edifícios com diferentes materiais) e também da heterogeneidade devido, por exemplo, às aberturas existentes (portas e janelas). Neste caso é directamente admitido um valor da rigidez relativa axial, α^* , e da rigidez relativa à flexão, ρ^* .

Chama-se à atenção para o facto das análises poderem não constituir valores realistas da rigidez. Pretende-se apenas analisar a influência da forma da superfície de cedência do modelo *Cam-clay* modificado na avaliação de danos considerando diferentes valores da rigidez. Como se viu na Figura 3.10 (secção 3.5), para certos valores da rigidez relativa é possível obter assentamentos superiores, e consequentemente, danos mais elevados.

Geometria do problema

Na Figura 5.34 está representada a geometria do edifício. Como descrito anteriormente, o edifício é tratado como uma viga rectangular de comprimento L e espessura unitária. Considera-se que o desenvolvimento do edifício é coincidente com o plano $x - z$ (direcção transversal).

No trabalho original de Potts e Addenbrooke (1997), os autores analisaram a influência do comprimento do edifício, L , da excentricidade relativamente ao eixo do túnel, e , e ainda da profundidade do túnel, z_0 . Os dados do presente trabalho são baseados no estudo dos autores citados, no entanto, nesta análise a excentricidade tem, à semelhança do estudo anterior, valor fixo e igual a $e = 0$. A profundidade do eixo do túnel corresponde a $z_0 = 20m$ (valor utilizado nas análises numéricas da escavação do túnel).

Consideram-se, então, dois comprimentos distintos, $L = 28m$ e $L = 44m$, e excentricidade nula. No que respeita à rigidez, é em primeiro lugar analisado um edifício de betão armado com 1 piso (2 lajes) e 3 pisos (4 lajes). Posteriormente, para outro tipo de edifício considera-se um valor da rigidez mais reduzido.

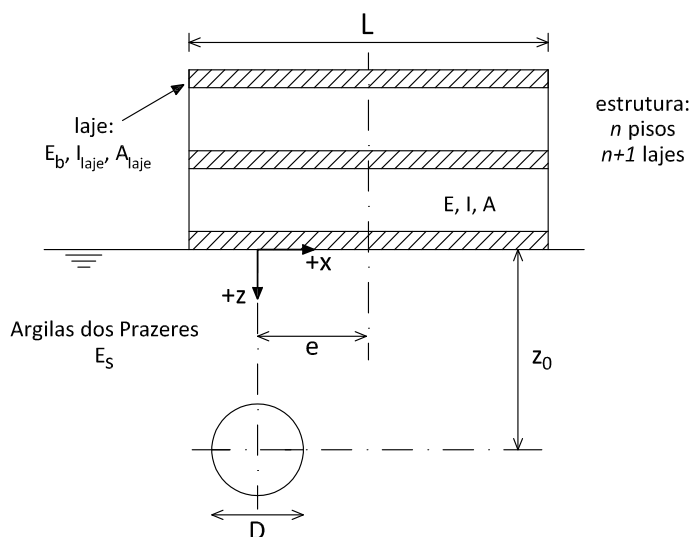


Figura 5.34: Geometria do problema.

Cálculo da rigidez relativa

O edifícios de betão armado com 1 e 3 pisos, simulados através de uma viga em estado plano de deformação, são baseados numa laje de betão com $100mm$ de espessura, com as seguintes propriedades:

- Módulo elástico do betão: $E_b = 20 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$.
- Área: $A_{laje} = 0.10 \text{ m}^2/\text{m}$
- Momento de Inércia⁵: $I_{laje} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4/\text{m}$.

Para uma estrutura com n pisos e $n+1$ lajes, a rigidez axial e à flexão é:

$$(E_b A)_{est} = (n+1)(E_b A)_{la je} \quad (5.1)$$

$$(E_b I)_{est} = E_b \sum_1^{n+1} (I_{laje} + A_{laje} H^2) \quad (5.2)$$

onde H^2 é a distância vertical entre a linha neutra da estrutura e a linha neutra de cada laje individual.

O cálculo da rigidez axial, $(E_b A)_{est}$, e da rigidez à flexão da estrutura, $(E_b I)_{est}$, está resumido na Tabela 5.11 para o edifício com 1 piso e 3 pisos. Considerou-se que a distância entre os pisos (distância entre as linhas neutras das lajes) de $3m$.

⁵O momento de inércia foi calculado considerando a linha neutra no centro: $I = \frac{H^3}{12}$.

5.4. AVALIAÇÃO DE DANOS

Tabela 5.11: Cálculo da rigidez axial, $(E_b A)_{est}$, e da rigidez à flexão, $(E_b I)_{est}$, para as diferentes tipologias.

Edifício	Rigidez Axial	Rigidez à Flexão
	$(E_b A)_{est}$ kN/m	$(E_b I)_{est}$ kNm^2/m
Laje	2.0×10^6	1.67×10^3
1 piso	4.0×10^6	9.00×10^6
3 pisos	8.0×10^6	9.00×10^7

Cálculo dos parâmetros de acesso ao dano, DR_{sag} e ε_{hc}

Definida a rigidez axial e a rigidez à flexão, calcula-se para cada edifício a rigidez relativa axial, α^* , e a rigidez relativa à flexão, ρ^* . Estes parâmetros foram calculados com recurso à equação 3.10 com uma rigidez do solo, $E_s = 24096kPa$ (rigidez à profundidade $z = 20m$). Na Tabela 5.12 está presente o cálculo dos parâmetros α^* e ρ^* para as diferentes tipologias, assim como os respectivos factores de modificação, $M^{DR_{sag}}$ e $M^{\varepsilon_{hc}}$, obtidos através da Figura 3.14 (secção 3.6). Os casos com rigidez mais reduzida (sem tipologia ou material associado) são também apresentados na mesma tabela (cálculos 1.5 e 1.6).

Tabela 5.12: Cálculo dos parâmetros de rigidez relativa, α^* e ρ^* .

Cálculo	Descrição	$L(m)$	α^*	$\rho^*(m^{-1})$	$M^{DR_{sag}}$	$M^{\varepsilon_{hc}}$
1.1	3 pisos	28	23.72	9.723×10^{-2}	0.12	0.010
1.2	1 piso	28	11.86	9.726×10^{-3}	0.31	0.012
	Laje	28	5.93	1.800×10^{-6}	1.22	0.023
1.3	3 pisos	44	15.08	1.595×10^{-2}	0.22	0.011
1.4	1 piso	44	7.54	1.595×10^{-3}	0.73	0.020
	Laje	44	3.77	2.953×10^{-7}	1.26	0.042
1.5	—	—	0.6	1.0×10^{-6}	1.24	0.10
1.6	—	—	1.0	5.0×10^{-5}	1.18	0.06

Em relação às análises numéricas cujo dano irá ser avaliado, considerou-se o caso mais gravoso com $K_0 = 0.8$, $\lambda = 0.6$, $k = 0.55$ e $\mu = 0.05$. Esta situação de cálculo é identificada na Tabela 5.13 pela letra A. Com o fim de comparar a influência da forma da superfície de cedência é também avaliado o dano para a análise numérica sem a alteração da forma da superfície de cedência, ou seja, com $k = 1.0$ e $\mu = 1.0$, e que corresponde à situação de cálculo B.

Tabela 5.13: Cálculo dos parâmetros de acesso ao dano em condições *greenfield*, DR_{sag}^{GF} e ε_{hc}^{GF} .

Situação de cálculo	i (m)	$S_{v,max}$ (mm)	L_{sag} (m)	Δ_{sag} (mm)	DR_{sag}^{GF} (%)	ε_{hc}^{GF} (%)
A	12.91	63.8	12.91	25.12	0.097	0.285
B	15.43	32.9	15.00	18.60	0.037	0.152

Encontrados os parâmetros de acesso ao dano em condições de *greenfield* - DR_{sag}^{GF} e ε_{hc}^{GF} - e os respectivos factores de modificação - $M^{DR_{sag}}$ e $M^{\varepsilon_{hc}}$ - é possível determinar os respectivos parâmetros de acesso ao dano (equação 3.11 e 3.12) multiplicando o factor de correcção pelo respectivo parâmetro de acesso ao dano em condições de *greenfield*.

As tipologias do edifício aqui apresentadas variam, aproximadamente, para os rácios de L/H de 3 a 15, à excepção dos casos com rigidez mais reduzida, onde não foi especificada uma tipologia. Atendendo à Figura 3.5(a) (secção 3.4.3) é possível concluir que, para valores de L/H elevados, é a deformação por flexão que irá condicionar o comportamento do edifício, e no limite, os valores do índice de deflexão são muito próximos para o rácio de E/G indicado. Assim, na avaliação do dano optou-se pela escolha do ábaco com $L/H = 3$. A escolha de rácios maiores do que $L/H = 3$ traduzia-se apenas num ligeiro aumento do controlo de danos. Na Figura 5.35 apresenta-se a classificação de danos para os cálculos efectuados e para o caso em que a superfície de cedência apresenta alterações (A) e sem alterações (B).

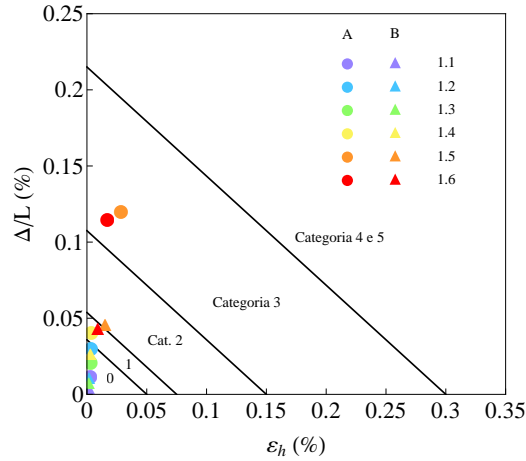


Figura 5.35: Classificação de danos dos cálculos 1.1 a 1.6, com e sem a alteração da superfície de cedência, $L/H = 3$ e $E/G = 2.6$.

Como seria de esperar, mesmo com a alteração da superfície de cedência os danos são na maioria irrelevantes ou muito ligeiros para os cálculos 1.1 a 1.4. Com a redução da rigidez relativa verifica-se um aumento significativo dos danos, sobretudo no cálculo 1.6, em que o dano passa da categoria 1 para 3, correspondente a um dano médio. Assim, conclui-se que com uma rigidez muito baixa, em princípio, será necessário proceder a uma avaliação detalhada.

Capítulo 6

Conclusões

No presente trabalho abordou-se a temática dos movimentos provocados pela escavação de túneis, nomeadamente a importância da escolha do modelo constitutivo, por forma a obter respostas mais próximas do comportamento real deste tipo de obra.

O modelo *Cam-clay* modificado sobreestima a resistência das argilas sobreconsolidadas para trajectórias de tensão na zona super-crítica. Também a resistência para trajectórias de compressão com simetria axial é um limite superior de resistência. Assim, o objectivo inicial deste trabalho foi analisar a influência da alteração da superfície de cedência em relação à do modelo *Cam-clay* modificado, introduzida por dois parâmetros, um referente à zona super-crítica e outro ao plano deviatório. É avaliado o modo como esta alteração influencia os resultados obtidos e ainda o efeito que tem na estimativa de danos em edifícios localizados à superfície.

Assim, foram realizados uma série de estudos em estado plano de deformação e condições não drenadas, conduzidos através do programa de diferenças finitas *FLAC*, para um túnel superficial com secção circular. Os parâmetros utilizados no modelo constitutivo foram baseados num solo argiloso sobreconsolidado ocorrente na cidade de Lisboa: as Argilas dos Prazeres. Trata-se de um solo do Miocénico inferior com grau *OCR* superior a 5. O método construtivo empregue foi o método sequencial ou *NATM*.

Relativamente às análises numéricas apresentou-se, em primeiro lugar, as soluções para o modelo sem a correcção da forma da superfície de cedência e posteriormente estudou-se a influência do parâmetro que define a forma da superfície de cedência na zona super-crítica, μ , e do parâmetro que controla a sua geometria no plano deviatório, k . Por último, a influência dos dois parâmetros em conjunto é estudada. Dado que estes parâmetros não foram obtidos experimentalmente, fizeram-se variar entre os seus valores limite. Entre estes valores limite admitiu-se também a variação do coeficiente de impulso em repouso, K_0 (0.8, 1.0 e 1.2), e do comprimento de escavação não suportado, λ (0.5 e 0.6).

Nas análises numéricas realizadas para o modelo sem a correcção da superfície de cedência não se obteve plastificações, no caso em estudo, devido provavelmente ao facto do modelo sobreestimar a resistência destes solos para estas trajectórias de tensão. As diferenças observadas, resultam da alteração do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , e do coeficiente de desconfinamento, λ , dado que as trajectórias de tensão estão apenas no regime elástico. Para o maior valor de λ , significa que a

percentagem de alívio de tensões em relação às tensões iniciais é maior, e portanto, é permitido ao maciço envolvente maiores deformações. Isto traduz-se em assentamentos com maior magnitude, e também extensões horizontais mais significativas. Quanto ao coeficiente de impulso em repouso, as diferenças observadas devem-se à grandeza da tensão horizontal e à influência do seu alívio no decurso da construção do túnel.

Aquando da correcção da forma de superfície de cedência, mas apenas na zona super-crítica, os resultados não revelaram alterações muito significativas entre eles, devido às plastificações reduzidas ou inexistentes. No entanto, para a análise mais gravosa, foi possível concluir que uma diminuição de μ provocou um aumento dos assentamentos e das extensões. Para o estudo da influência do parâmetro que define a geometria da superfície de cedência no plano deviatório, k , as diferenças foram mais evidentes, sobretudo para o caso mais gravoso com $\lambda = 0.6$ e $K_0 = 0.8$. Uma diminuição de k revelou maiores assentamentos e extensões devido à tensão deviatórica à chegada da superfície de cedência ser menor. Verificou-se também que a diferença entre os parâmetros $k = 0.55$ e $k = 0.75$ é mais expressiva quando comparada com a diferença entre $k = 0.75$ e $k = 1.0$. Para estes últimos valores, os resultados são praticamente idênticos.

Finalmente, para as análises numéricas considerando a influência simultânea dos dois parâmetros, as diferenças observadas são ainda de maior amplitude. Nestas análises foi possível observar que quando o parâmetro μ tomou os valores 0.50 e 1.0 as diferenças são praticamente nulas. Pelo contrário, quando $\mu = 0.05$ e $\mu = 0.10$ (mesma proporção de 1 para 2) as diferenças são bastante acentuadas. No geral, uma diminuição de μ e k conduz a bacias de assentamento mais profundas e mais estreitas, a maiores extensões, tanto em compressão como em tracção, e ainda a maiores assentamentos em profundidade.

Em termos de volume de solo perdido, constatou-se que, os valores obtidos de uma forma geral são da ordem dos valores correntemente indicados na bibliografia para soluções empíricas e resultados de campo. Em relação à curva de *Gauss*, conclui-se que as análises numéricas efectuadas constituíram uma boa aproximação, ao contrário da análise numérica sem alteração da forma da superfície, o que parece indicar que o modelo utilizado é mais realista e aproxima-se dos resultados de campo.

As estimativas da categoria de danos considerando a situação em campo livre mostraram vários casos onde se passou para uma categoria de danos superior, concluindo-se que as análises efectuadas sem um modelo adequado podem subestimar as deformações impostas numa estrutura, na sequência da construção de um túnel. Por outro lado, as estimativas considerando a rigidez relativa indicaram um dano irrelevante ou muito ligeiro, à excepção de poucos casos, com rigidez reduzida, onde se obteve danos médios (categoria 3). Assim, os danos encontram-se acima do limiar entre a categoria 2 e 3 e, em princípio, será necessário proceder a uma avaliação detalhada. No entanto, deve-se referir que a metodologia usada pressupõe diversas simplificações, em particular a variação da rigidez.

Na sequência dos resultados obtidos no âmbito deste estudo, será de todo o interesse no futuro:

- Realizar ensaios de corte nos materiais estudados segundo trajectórias que permitam definir os parâmetros μ e k , em especial deste último parâmetro, cuja influência não é conhecida experimentalmente;
- Explorar as potencialidades do modelo implementado, para outros tipos de terreno e estender

o modelo para solos não saturados (em particular para túneis superficiais) e para comportamento anisotrópico;

- Modelar um edifício com diferentes tipologias, materiais e aberturas (portas e janelas). Considerar ainda a influência da interação solo-estrutura, através da sua correcta estimação;
- Utilização de modelos com plasticidade contínua (dentro da superfície de cedência).

Bibliografia

- ADDENBROOKE, T. I., POTTS, D. M., PUZRIN, A. M. 1997. *The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction*. Géotechnique, 47(3), p. 693–712.
- ALMEIDA E SOUSA, J. N. V. 1998. *Túneis em maciços terrosos. Comportamento e modelação numérica*. Tese de Doutoramento apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- ATAHAN, C., LECA, E., GUILLOUX, A. 1996. *Performance of a shield driven sewer tunnel in the Val-de-Marne, France*. Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema, Rotterdam. p. 641–646.
- ATKINSON, J. H., POTTS, D.M. 1976. *Subsidence above shallow circular tunnels in soft ground*. Technical report, Cambridge University. Research Report CUED/C – Soils/T.R. 27, 22 pgs.
- ATTEWELL, P. B., FARMER, I.W. 1974. *Ground deformations resulting from tunnelling in London clay*. Canadian Geotechnical Journal, 11(3), p. 380–395.
- ATTEWELL, P. B., WOODMAN, J. P. 1982. *Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil*. Ground Engineering, 15(7), p. 13–22 e 36.
- BOSCARDIN, M. D., CORDING, E. J. 1989. *Building response to excavation-induced settlement*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115(1), p. 1–21.
- BROMS, B. B., BENNERMARK, H. 1967. *Stability of clay at vertical openings*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 93 – SM1, p. 71–94.
- BURLAND, J. B. 1995. *Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavations*. Invited Special Lecture: Proc. 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo. p. 1189–1201.
- BURLAND, J. B., BROMS, B.B., de MELLO, V.F.B. 1977. *Behaviour of foundations and structures*. Proc. of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State-of-the-art Volume. Tokyo. Balkema, Rotterdam. p. 495–545.
- BURLAND, J. B., WROTH, C. P. 1974. *Settlement of buildings and associated damage*. Proc. of the Conference on Settlement of Structures, Cambridge. British Geotechnical Society. p. 611–654.
- CLOUGH, G. W., SCHMIDT, B. 1981. *Design and performance of excavations and tunnels in soft clay, chapter 8*. Soft clay engineering. Amsterdam, Elsevier Scientific. p. 569–634.
- DASARI, G. R., RAWLINGS, C. G., BOLTON, M. D. 1996. *Numerical modelling of a NATM tunnel construction in London Clay*. Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema, Rotterdam. p. 491–496.

- DYER, M. R., HUTCHINSON, M. T., EVANS, N. 1996. *Sudden valley sewer: A case history*. Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema, Rotterdam. p. 671–676.
- FRANZIUS, J. N. 2003. *Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence*. Ph.D. thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.
- GUEDES DE MELO, P. F. M., SANTOS PEREIRA, C. 2000. *The role of the soil k_0 value in numerical analysis of shallow tunnels*. Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema, Rotterdam. p. 379–384.
- GUNN, M. J. 1993. *The prediction of surface settlement profiles due to tunnelling*. Predictive soil mechanics, Proc. of the Wroth memorial symposium. Thomas Telford, London. p. 304–316.
- HANSMIRE, W. H., CORDING, E. J. 1985. *Soil tunnel test section: Case history summary*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(11), p. 1301–1320.
- Itasca, 2000. FLAC - Fast Lagrangean Analysis of Continua, Version 5.0. User's Manual . Minneapolis, Minnesota: Itasca Consulting Group
- LAKE, L. M., RANKIN, W. J., HAWLEY, J. 1992. *Prediction and effects of ground movements caused by tunnelling in soft ground beneath urban areas*. CIRIA Funders Report/CP/5.
- LEE, K. M., ROWE, R. K. 1989. *Effects of undrained strength anisotropy on surface subsidence induced by the construction of shallow tunnels*. Canadian Geotechnical Journal, 26(2), p. 279–291.
- LEE, K. M., ROWE, R. K., LO, K. Y. 1992. *Subsidence owing tunnelling. I. Estimating the gap parameter*. Canadian Geotechnical Journal, 29(1), p. 929–940.
- LOPES, I. 2001. *Avaliação das condições geológicas e geotécnicas para a caracterização do risco sísmico. Aplicação à colina do Castelo de S. Jorge*. Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa.
- KATZENBACH, R., BRETH, H. 1981. *Nonlinear 3-D analysis for NATM in Frankfurt Clay*. Proc. of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, Session 2: Tunnelling in soils. Stockholm. Balkema, Rotterdam. p. 315–318.
- KOMIYA, K., SOGA, K., AKAGI, H., HAGIWARA, T., BOLTON, M. D. 1999. *Finite element modelling of excavation and advancement processes of a shield tunnelling machine*. Japanese Geotechnical Society, Soils and Foundations, 39(3), p. 37–52.
- MACKLIN, S. R. 1999. *The prediction of volume loss due to tunnelling in overconsolidated clay based on heading geometry and stability number*. Ground Engineering, 32(4), p. 30–33.
- MAIR, R. J. 1996. *Settlement effects of bored tunnels*. Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema, Rotterdam. p. 43–53.
- MAIR, R. J., GUNN, M. J., O'REILLY, M. P. 1981. *Ground movements around shallow tunnels in soft clay*. Proc. of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, Session 2: Tunnelling in soils. Stockholm. Balkema, Rotterdam. p. 323–328.

- MAIR, R. J., TAYLOR, R. N. 1997. *Bored tunnelling in the urban environment*. Proc. of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 3. Hamburg. Balkema, Rotterdam. p. 2353–2385.
- MAIR, R. J., TAYLOR, R. N., BRACEGIRDLE, A. 1993. *Subsurface settlement profiles above tunnels in clays*. Géotechnique, 43(2), p. 315–320.
- MAIR, R. J., TAYLOR, R. N., BURLAND, J. B. 1996. *Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling*. Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema, Rotterdam. p. 713–718.
- MARANHA, J. R. 1997. *Analysis of embankment dams: computational aspects*. Ph.D. thesis, University of Wales.
- MARANHA, J. R., MARANHA DAS NEVES, E. 2000. *3D Analysis of ground displacements due to the construction of Lisbon underground*. International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng2000, Melbourne, Australia, Nov. 2000.
- MARQUES, F. E. R. 1998. *Análise do comportamento de um túnel aberto nas formações miocénicas de Lisboa*. Tese de Doutoramento apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- MIRANDA, L. C. R. S. 2011. *Influência da variabilidade geotécnica na subsidência devida à escavação de túneis urbanos*. Dissertação apresentada ao Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- MOH, Z. C., HWANG, R. N., JU, D. H. 1996. *Ground movements around tunnels in softground*. Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema, Rotterdam. p. 725–730.
- MÖLLER, S. C. 2006. *Tunnel induced settlements and structural forces in linings*. Ph.D. thesis, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.
- NEW, B. M., O'REILLY, M. P. 1991. *Tunnelling induced ground movements; predicting their magnitude and effects*. Ground movements and structures. Proc. of the 4th International Conference held at the University of Wales College of Cardiff, 8–11 Julho. p. 671–697.
- O'REILLY, M. P., NEW, B. M. 1982. *Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction*. Proc. of Tunnelling'82 Symposium. The Institution of Mining and Metallurgy, London, p. 173–181.
- PANET, M., GUENOT, A. 1982. *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. Proc. of Tunnelling'82 Symposium. The Institution of Mining and Metallurgy, London, p. 197–204.
- PECK, R. B. 1969. *Deep excavations and tunnelling in soft ground*. Proc. of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State-of-the-art Volume. Mexico, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. p. 225–290.
- PIRES, P. A. C. 2011. *CrITÉrios de danos associados a estruturas adjacentes a escavações em meio urbano*. Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- POTTS, D. M., ADDENBROOKE, T. I. 1997. *A structure's influence on tunnelling-induced ground movements*. Proc. of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, vol. 125, p. 109–125.

- RANKIN, W. J. 1988. *Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects*. Engineering Geology of Underground Movements. Proc. of the 23rd annual Conference of the Engineering group of the Geological Society, número 5. The Geological Society. p. 79–92.
- ROWE, R. K., LO, K. Y., KACK, G. J. 1983. *A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground*. Canadian Geotechnical Journal, 20, p. 11–22.
- SIMPSON, B., ATKINSON, J. H., JOVIČIĆ, V. 1996. *The influence of anisotropy on calculations of ground settlements above tunnels*. Proc. of the Internacional Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema, Rotterdam. p. 591–594.
- SCHMIDT, B. 1969. *Settlements and ground movements associated with tunnelling in soil*. Ph.D. thesis, University of Illinois, Urbana.
- TANG, D. K. W., LEE, K. M., NG, C. W. W. 2000. *Stress paths around a 3-D numerically simulated NATM tunnel in stiff clay*. Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema, Rotterdam. p. 443–449.
- URIEL, A. O., SAGASETA, C. 1989. *General report/discussion session 9: Selection of design parameters for underground construction*. Proc. of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 4, Rio de Janeiro. Balkema, Rotterdam. p. 2521–2551.
- VERMEER, P. A., BONNIER, P. G., MÖLLER, S. C. 2002. *On a smart use of 3D-FEM in tunnelling*. Proc. of the 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics – NUMOG VIII, Pande & Pietruszczak (eds). Balkema, Rotterdam. p. 361–366.
- VIEIRA, A. 2006. *Estudo do comportamento diferido no tempo de túneis em argilas sobreconsolidadas*. Tese de Doutoramento apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- VIEIRA, A., MARCELINO, J., BARRETO, J., DIAS, D. 2002. *Numerical analysis of structures in Lumiar Station of Lisbon Metro*. Proc. of the 3rd International Symposium Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Toulouse, France, p. 11–16.